



# UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

*Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo*

## UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

### CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“DETERMINACIÓN DE ONDAS LONGITUDINALES ( $V_p$ ) Y DE  
CORTE ( $V_s$ ) EN ESTRATOS SUPERFICIALES, CORRELACIÓN  
DE RESULTADOS ENTRE MÉTODOS DIRECTOS E  
INDIRECTOS”

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**AUTOR:** Daniela Fernanda Galarza Armijos - José Luis Rojas Peralta

**DIRECTOR:** Ing. Luis Mario Almache Sánchez, M.Sc.

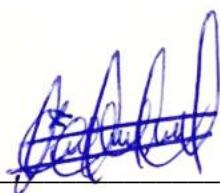
CUENCA- ECUADOR

2021

*Yo me gradué en  
los 50 años de La Cato!  
... y sostuve la Universidad*

**DECLARACIÓN**

Nosotros, **Daniela Fernanda Galarza Armijos** y **José Luis Rojas Peralta** portadores de la cédula de ciudadanía N° **0106027329** y **1400767453**. Declaramos ser los autores de la obra: **“Determinación de ondas longitudinales (Vp) y de corte (Vs) en estratos superficiales, correlación de resultados entre métodos directos e indirectos”**, sobre la cual nos hacemos responsables sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaramos que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximimos a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaramos finalmente que nuestra obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también nos responsabilizamos y eximimos a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.



---

**Daniela Fernanda Galarza Armijos****CI: 0106027329**

---

**José Luis Rojas Peralta****CI: 1400767453**

**CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo de investigación con el tema “**Determinación de ondas longitudinales (Vp) y de corte (Vs) en estratos superficiales, correlación de resultados entre métodos directos e indirectos**” fue desarrollado por **Daniela Fernanda Galarza Armijos y José Luis Rojas Peralta**, bajo mi supervisión.

Firmado digitalmente por  
LUIS MARIO ALMACHE SANCHEZ  
ALMACHE SANCHEZ  
Fecha: 2021.05.26  
Ing. Civ. Luis Mario Almache Sánchez, M.Sc.

**DIRECTOR**

**DEDICATORIA**

*Dedico esta tesis a mi padre Julio y mi madre Enma quienes han sido mi ejemplo de superación y un pilar fundamental en mi vida, que a pesar de la distancia siempre me apoyaron incondicionalmente para cumplir mis metas y anhelos, a mis hermanas y hermanos por creer y confiar en mí y a todos mis amigos que han estado a mi lado a lo largo de estos años de universidad.*

***Daniela Galarza***

*Dedico este trabajo de titulación a mi madre Olga Peralta que con todo su esfuerzo y sacrificio ha trabajado día tras día para brindarme una buena educación y pueda llegar a convertirme en un profesional, de igual manera a Eliza Rojas por su cariño y apoyo incondicional en todo momento llegando a convertirse en mi segunda madre.*

*A mis sobrinos Thiago y Justin que son el mejor regalo que me ha dado mi hermana. A mi abuelita, tías y demás familiares que creyeron en mí y fueron de motivación para no darme por vencido en esta etapa universitaria.*

***José Luis Rojas***

## AGRADECIMIENTOS

*Quiero agradecer primeramente a Dios, a mis Padres por su apoyo tanto económico como moral ya que sin ellos no hubiese sido posible cumplir esta meta, a la Universidad Católica de Cuenca y docentes que me enseñaron todo lo necesario para ser una gran profesional y una mejor persona, a mi tutor Ing. Luis Almache por guiarnos en este proceso tan importante, y a mi compañero de tesis por su ayuda y apoyo.*

***Daniela Galarza***

*Quiero expresar mi gratitud a Dios, quien me ha bendecido y permitido tener salud. A mi madre Olga que tuvo que salir del país en busca de un mejor futuro para sus hijos, este logro no hubiera sido posible sin su ayuda.*

*A mis tíos Eliza y Ermel por acogerme en su hogar y brindarme sus consejos en momentos importantes de mi vida, a Sonia y David que con su apoyo y afecto me recibieron en la ciudad de Cuenca donde tuve que residir hasta culminar mis estudios universitarios.*

*También quiero agradecer a mis docentes de la carrera de Ingeniería Civil por haber compartido sus conocimientos en las aulas durante todo este proceso estudiantil y de manera muy especial a mi tutor quien con su dirección, conocimiento, enseñanza y colaboración permitió que el presente trabajo se desarrollara satisfactoriamente.*

***José Luis Rojas***

## RESUMEN

La presente investigación, tuvo como objetivo determinar las ondas longitudinales ( $V_p$ ) y de corte ( $V_s$ ) del subsuelo, aplicando el ensayo geofísico de sismica de refracción, por el método MASW. Una vez determinadas las velocidades de onda, mediante fórmulas empíricas se obtuvieron de manera indirecta, variables físicas, mecánicas y elásticas de los materiales que conforman los estratos bajo la superficie; estos parámetros, fueron finalmente comparados con los datos obtenidos en laboratorio de especímenes extraídos mediante calicatas, sobre los que se realizaron ensayos geotécnicos normados.

Los procedimientos normados, fueron realizados en el Campus “Miracielos” de la Universidad Católica de Cuenca ubicada en la parroquia de Ricaurte. La zona se caracteriza por presencia de la formación Azogues y Turi, su componente litológico puede comportarse inestable, principalmente en presencia del agua.

Los resultados del  $V_{s30}$  con el uso de la sismica de refracción oscilan entre 193.27 - 301.69 m/s que de acuerdo a la (NEC-SE-DS, 2015) corresponde a un tipo de suelo sísmico de categoría D. Con la correlación de los parámetros físicos se obtuvo que el suelo que conforma la zona de estudio está compuesto según SUCS principalmente por arcillas de baja plasticidad (CL) y limos de baja plasticidad (ML); y con los valores de  $V_p$  y  $V_s$  se identificaron estratos arcillosos y limosos. De acuerdo a los límites de Atterberg el suelo posee una consistencia muy dura que coincide con la clasificación de suelos compactos o duros que están en función del módulo de elasticidad obtenido en el método geofísico.

**Palabras clave:** Sismica de refracción, calicatas, ensayos geotécnicos, correlación.

## ABSTRACT

This research aimed to determine the longitudinal ( $V_p$ ) and shear ( $V_s$ ) waves of the subsoil, applying the geophysical test of seismic refraction through the MASW method. Once the wave velocities were determined, empirical formulas were used to indirectly obtain physical, mechanical, and elastic variables of the materials that constitute the subsurface strata; these parameters were finally compared with the data obtained in the laboratory from specimens extracted utilizing test pits, on which standard geotechnical tests were conducted.

The standard procedures were performed at the "Miracielos" Campus of the Catholic University of Cuenca, located in the Parish of Ricaurte. The area is characterized by the presence of the Azogues and Turi formations; its lithological component can be unstable, mainly in the presence of water.

The results of  $V_{s30}$  with the use of refraction seismic oscillate between 193.27 m/s - 301.69 m/s that according to the (NEC-SE-DS, 2015) corresponds to a seismic soil type of category D. With the correlation of the physical parameters, it was obtained that the soil that makes up the study area is composed according to the SUCS classification method, mainly by low plasticity clays (CL) and low plasticity silts (ML); and with the values of  $V_p$  and  $V_s$ , clayey and silty strata were identified. According to the Atterberg limits, the soil has a very hard consistency that coincides with the classification of compact or hard soils that are a function of the modulus of elasticity obtained in the geophysical method.

**Keywords:** Refraction seismicity, test pits, geotechnical tests, correlation.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

<b>DECLARACIÓN .....</b>	<b>II</b>
<b>CERTIFICACIÓN.....</b>	<b>III</b>
<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>IV</b>
<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>V</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>VI</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>VII</b>
<b>LISTA DE TABLAS.....</b>	<b>XII</b>
<b>LISTA DE ILUSTRACIONES.....</b>	<b>XV</b>
<b>CAPITULO I: GENERALIDADES.....</b>	<b>1</b>
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes.....	2
1.3 Formulación del problema.....	4
1.4 Objetivos.....	5
1.4.1 General .....	5
1.4.2 Específicos .....	5
1.5 Justificación .....	6
1.6 Descripción y ubicación de la zona de estudio.....	7
<b>CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>9</b>
2.1 Geología de la zona .....	9
2.1.1 Geología Regional.....	9
2.1.2 Geología Local .....	10
2.1.3 Geología Especifica .....	12

2.2 Geomorfología de la zona.....	13
2.2.1 Vertiente heterogénea.....	13
2.2.2 Terraza indiferenciada.....	14
2.2.3 Superficie de cono de esparcimiento disectado .....	14
2.3 Ensayos de Campo.....	14
2.3.1 Exploración Directa .....	14
2.3.2 Exploración indirecta .....	23
2.4 Ensayos de laboratorio.....	34
2.4.1 Contenido de humedad (ASTM D 2216).....	34
2.4.2 Granulometría (ASTM D 422).....	35
2.4.3 Límites de Atterberg (ASTM D 4318).....	36
2.4.4 Clasificación del suelo mediante SUCS (ASTM D 2487) .....	38
2.4.5 Pesos específicos.....	40
2.4.6 Compresión Simple (ASTM D 2166) .....	41
2.4.7 Corte Directo (ASTM D 3080).....	42
2.4.8 Compresión Triaxial (ASTM D 2850).....	43
2.5 Geofísica aplicada en la geotecnia.....	45
2.5.1 Parámetros físicos .....	45
2.5.1 Parámetros mecánicos .....	45
2.5.2 Parámetros elásticos .....	46
2.6 Capacidad de carga en cimentaciones - método convencional.....	48

	X
2.6.1 Tipos de falla por capacidad de carga .....	49
2.6.2 Teoría de Terzaghi de la capacidad ultima de carga .....	50
2.6.3 Solución de Skempton.....	53
<b>CAPITULO III: ENSAYOS GEOTÉCNICOS Y GEOFÍSICOS.....</b>	<b>55</b>
3.1 Ensayos Geotécnicos .....	55
3.1.1 Calicatas .....	55
3.1.2 Contenido de humedad.....	64
3.1.3 Granulometría .....	64
3.1.4 Límites de Atterberg .....	68
3.1.5 Clasificación del suelo mediante SUCS.....	74
3.1.6 Compresión simple.....	75
3.1.7 Ensayo Corte Directo .....	78
3.1.8 Ensayo Triaxial .....	80
3.1.9 Ensayo Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP).....	83
3.2 Ensayo Geofísico .....	89
3.2.1 Ubicación de líneas sísmicas.....	90
3.3.2 Determinación de las velocidades $V_p$ y $V_s$ mediante la sísmica de refracción .....	91
<b>CAPITULO IV: RESULTADOS.....</b>	<b>99</b>
4.1 Determinación de parámetros del suelo método directo (Calicatas y DCP) .....	99
4.1 Determinación de parámetros del suelo método indirecto (Sísmica de refracción) .....	102
4.2 Análisis de datos y correlación de resultados .....	104
<b>CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>108</b>

5.1 Conclusiones.....	108
5.2 Recomendaciones .....	109
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>111</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>117</b>
Índice de Anexos .....	117

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Coordenadas del polígono que forma la zona de estudios.....	8
Tabla 2: Clasificación de las unidades de construcción por categorías .....	18
Tabla 3: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción .....	18
Tabla 4: Profundidad mínima de los sondeos de acuerdo al tipo de cimentación .....	19
Tabla 5: Modelo de hoja de cálculo para ensayo DCP .....	21
Tabla 6: Correlación tabular entre el CBR y el Índice DCP .....	22
Tabla 7: Clasificación de los suelos en función del CBR .....	22
Tabla 8: Valores promedio de $V_p$ y $V_s$ .....	33
Tabla 9: Valores promedio de $V_p$ y $V_s$ en materiales del subsuelo .....	34
Tabla 10: Tipos de consistencia en función de IL .....	38
Tabla 11: Estados del suelo en función de IC .....	38
Tabla 12: Valores típicos de la cohesión de acuerdo al terreno.....	42
Tabla 13: Valores representativos del ángulo de fricción interna $\phi$ .....	44
Tabla 14: Rangos de valores de módulo de elasticidad para diversos suelos .....	47
Tabla 15: Valores orientativos del módulo de elasticidad de suelos .....	48
Tabla 16: Rangos de valores para la relación de Poisson .....	48
Tabla 17: Fórmulas de Terzagui para la capacidad ultima de carga.....	50
Tabla 18: Factores de capacidad de carga.....	51
Tabla 19: Factores de Seguridad Indirecta Mínimos .....	52
Tabla 20: Valores $N_c$ propuestos por Skempton .....	53
Tabla 21: Coordenadas de la ubicación de las calicatas .....	55
Tabla 22: Muestras Alteradas .....	58
Tabla 23: Muestras Inalteradas .....	60
Tabla 24: Calicata 1 .....	61

Tabla 25: Calicata 2 .....	62
Tabla 26: Calicata 3 .....	63
Tabla 27: Contenido de humedad de muestras inalteradas .....	64
Tabla 28: Resultados límites de Atterberg .....	73
Tabla 29: Clasificación del suelo mediante SUCS .....	75
Tabla 30: Resultados del ensayo de compresión simple.....	78
Tabla 31: Resultados del ensayo de corte directo .....	80
Tabla 32: Resultados del ensayo triaxial UU.....	83
Tabla 33: Coordenadas de ubicación del ensayo DCP .....	84
Tabla 34: CBR método de pendientes calicata 1 – excavación 1 .....	88
Tabla 35: CBR método de pendientes calicata 1 – excavación 2 .....	88
Tabla 36: CBR método de pendientes calicata 2 – excavación 1 .....	88
Tabla 37: CBR método de pendientes calicata 2 – excavación 2 .....	88
Tabla 38: CBR método de pendientes calicata 3 – excavación 1 .....	88
Tabla 39: CBR método de pendientes calicata 3 – excavación 2 .....	88
Tabla 40: Número de golpes en función del tipo de suelo.....	89
Tabla 41: Resultados del ensayo DCP .....	89
Tabla 42: Coordenadas UTM de las líneas sísmicas .....	91
Tabla 43: Parámetros de adquisición .....	91
Tabla 44: Tipos de suelo definidos por NEHRP según Vs30.....	94
Tabla 45: Velocidades Vp y Vs de cada estrato - Línea 1 .....	95
Tabla 46: Velocidades Vp y Vs de cada estrato - Línea 2 .....	96
Tabla 47: Velocidades Vp y Vs de cada estrato - Línea 3 .....	97
Tabla 48: Velocidades Vp y Vs de cada estrato - Línea 4 .....	97
Tabla 49: Clasificación del tipo de suelo sísmico para cada línea.....	98

Tabla 50: Resultados de diferentes parámetros - método de exploración directa.....	101
Tabla 51: Resultados de diferentes parámetros - método de exploración indirecta .....	103
Tabla 52: Correlación de parámetros físicos entre el método directo e indirecto .....	104
Tabla 53: Correlación de parámetros mecánicos entre el método directo e indirecto .....	105
Tabla 54: Correlación de parámetros elásticos entre el método directo e indirecto .....	106
Tabla 55: Estratigrafía comparativa entre la calicata 1 y línea sísmica 1 .....	106
Tabla 56: Estratigrafía comparativa entre la calicata 2 y línea sísmica 2 .....	107
Tabla 57: Estratigrafía comparativa entre la calicata 3 y línea sísmica 3 .....	107

## LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Mapa político del cantón Cuenca .....	7
Ilustración 2: Ubicación de la zona de estudio .....	8
Ilustración 3: Geometría de la veleta .....	15
Ilustración 4: Esquema de ejecución del ensayo dilatómetro .....	16
Ilustración 5: Esquema penetrómetro dinámico de cono .....	20
Ilustración 6: Procedimiento para estimar la velocidad de corte ( $V_s$ ) .....	26
Ilustración 7: Frentes de onda propagadas de acuerdo a Huygens .....	26
Ilustración 8: Ley de refracción .....	27
Ilustración 9: Ondas sísmicas de cuerpo: a)Onda P; b)Onda S .....	28
Ilustración 10: Onda de superficie tipo Rayleigh .....	29
Ilustración 11: Geometría para una adquisición activa.....	30
Ilustración 12: Ventana de señal adquirida.....	31
Ilustración 13: Presencia multi-modal en una curva de dispersión.....	32
Ilustración 14: Límites de Atterberg .....	36
Ilustración 15: Carta de Plasticidad de Casagrande .....	39
Ilustración 16: Símbolo de grupo para arenas.....	39
Ilustración 17: Símbolo de grupo para limos y arcillas .....	40
Ilustración 18: Símbolo de grupo para gravas .....	40
Ilustración 19: Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de corte directo .....	43
Ilustración 20: Naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo: a)Falla general por corte; b)Falla local por corte; c)Falla por corte punzonado .....	50
Ilustración 21: Mapa de ubicación de calicatas .....	55
Ilustración 22: Vista de la estratigrafía de la calicata 1 .....	56
Ilustración 23: Muestras alteradas de la calicata 1 .....	58

Ilustración 24: Muestras alteradas de la calicata 2.....	59
Ilustración 25: Muestras alteradas de la calicata 3.....	59
Ilustración 26: : Extracción de muestra inalterada calicata 3 .....	60
Ilustración 27: Toma de humedades de las muestras.....	65
Ilustración 28: Curva granulométrica calicata 1 - estrato 1 .....	66
Ilustración 29: Curva granulométrica calicata 1 - estrato 2 .....	66
Ilustración 30: Curva granulométrica calicata 2 - estrato 1 .....	66
Ilustración 31: Curva granulométrica calicata 2 - estrato 2 .....	67
Ilustración 32: Curva granulométrica calicata 3 - estrato 1 .....	67
Ilustración 33: Curva granulométrica calicata 3 - estrato 2 .....	67
Ilustración 34: Muestra para secado natural .....	68
Ilustración 35: Muestra pasando por el tamiz #40 .....	69
Ilustración 36: Ensayo límite líquido.....	70
Ilustración 37: Proceso de obtención del límite líquido.....	70
Ilustración 38: Límite líquido calicata 1 - estrato 1 .....	70
Ilustración 39: Límite líquido calicata 1 - estrato 2 .....	71
Ilustración 40: Límite líquido calicata 2 - estrato 1 .....	71
Ilustración 41: Límite líquido calicata 2 - estrato 2 .....	71
Ilustración 42: Límite líquido calicata 3 - estrato 1 .....	72
Ilustración 43: Límite líquido calicata 3 - estrato 2 .....	72
Ilustración 44: Rollos para obtener el límite plástico .....	73
Ilustración 45: Resultados de la carta de plasticidad de Casagrande.....	74
Ilustración 46: Cilindro para compresión simple.....	75
Ilustración 47: Ensayo de compresión simple .....	76
Ilustración 48: Gráfica de ensayo de compresión calicata 1 - muestra 1.....	76

Ilustración 49: Gráfica de ensayo de compresión calicata 2 - muestra 1.....	76
Ilustración 50: Gráfica de ensayo de compresión calicata 2 - muestra 2.....	77
Ilustración 51: Gráfica de ensayo de compresión calicata 3 - muestra 1.....	77
Ilustración 52: Gráfica de ensayo de compresión calicata 3 - muestra 2.....	77
Ilustración 53: Interpretación de la cohesión y ángulo de fricción.....	79
Ilustración 54: Anillo de corte con muestra inalterada.....	79
Ilustración 55: Equipo para realizar el ensayo de corte directo.....	79
Ilustración 56: Muestra inalterada cilíndrica para ensayo triaxial.....	81
Ilustración 57: Cámara a presión para ensayo triaxial.....	81
Ilustración 58: Equipo para realizar el ensayo triaxial.....	82
Ilustración 59: Envolvente de falla para una arcilla saturada.....	82
Ilustración 60: Equipo para realizar el ensayo DCP.....	84
Ilustración 61: Ensayo DCP de un suelo húmedo.....	85
Ilustración 62: Determinación de pendientes DCP calicata 1 - excavación 1.....	85
Ilustración 63: Determinación de pendientes DCP calicata 1 - excavación 2.....	86
Ilustración 64: Determinación de pendientes DCP calicata 2 - excavación 1.....	86
Ilustración 65: Determinación de pendientes DCP calicata 2 - excavación 2.....	86
Ilustración 66: Determinación de pendientes DCP calicata 3 - excavación 1.....	87
Ilustración 67: Determinación de pendientes DCP calicata 3 - excavación 2.....	87
Ilustración 68: Mapa de ubicación de las líneas de sísmica de refracción.....	90
Ilustración 69: Curvas de dispersión línea 1.....	92
Ilustración 70: Curvas de dispersión línea 2.....	93
Ilustración 71: Curvas de dispersión línea 3.....	93
Ilustración 72: Curvas de dispersión línea 4.....	94
Ilustración 73: Perfiles de velocidades $V_p$ y $V_s$ - Línea 1.....	95

Ilustración 74: Perfiles de velocidades $V_p$ y $V_s$ - Línea 2.....	96
Ilustración 75: Perfiles de velocidades $V_p$ y $V_s$ - Línea 3.....	96
Ilustración 76: Perfiles de velocidades $V_p$ y $V_s$ - Línea 4.....	97

## CAPITULO I: GENERALIDADES

### 1.1 Introducción

En la construcción de diferentes tipos de edificaciones es importante identificar las propiedades físicas y mecánicas del suelo que servirán para futuros análisis y diseños de cimentaciones que tengan la capacidad de soportar las cargas actuantes sin que se produzcan asentamientos o agrietamientos no deseados en la estructura.

Actualmente se disponen de diferentes métodos para determinar la estratigrafía del subsuelo; la exploración directa que se basa en investigar sobre muestras de suelo (alteradas e inalteradas) provenientes de calicatas a cielo abierto o de perforación a percusión y rotación para su posterior ensayo en laboratorio, además de la aplicación del ensayo de Cono dinámico (DCP) sobre un terreno para medir su resistencia y la exploración indirecta que implica el manejo de diferentes métodos geofísicos, entre ellos el de sísmica de refracción, este método permite en función del análisis de propiedades físicas de los materiales determinar tipo de suelos, formas y características, para así deducir propiedades mecánicas y distribución de los materiales en el subsuelo mediante el uso de la velocidades de onda sísmica de compresión  $V_p$  y de corte  $V_s$ .

En la presente investigación, se va a relacionar los parámetros elásticos y geotécnicos obtenidos por los métodos directos al realizar los ensayos de laboratorio, y al efectuar los ensayos indirectos aplicando fórmulas empíricas, de modo que, sea posible comprobar que método es más conveniente para lograr resultados efectivos que vayan acorde a la realidad con el tipo de suelo sobre el que se emplazarán obras de construcción. Por tal motivo, se ejecutará la recopilación de información previa (cartas geológicas, información hidrológica, normas a aplicarse, etc.), exploración en campo (calicatas, cono dinámico y sísmica de refracción) y ensayos de laboratorio (granulometría, límites de Atterberg, humedad, clasificación del suelo,

prueba de compresión simple, corte directo y triaxial) para definir las características físicas, mecánicas y elásticas del subsuelo.

El campus “Miracielos” de la Universidad Católica de Cuenca presenta una amplia área de terreno donde se proyecta a futuro la construcción de varias edificaciones; por ello, es primordial un estudio de suelos, sin embargo, la investigación a realizarse puede ser aplicada en cualquier tipo de suelo independientemente de su ubicación. El estudio debe garantizar la confiabilidad y seguridad de las obras a construir, así como no incurrir en gastos innecesarios por diseños ineficientes.

## **1.2 Antecedentes**

La Mecánica de suelos considera dos métodos para el estudio de suelo y exploración del subsuelo; directos e indirectos sin embargo el que ha existido desde siempre es el directo, es decir los ensayos en laboratorio. En los inicios de la civilización el hombre tenía que buscar la manera para poder realizar construcciones y como en esa época no existía la tecnología que hay actualmente era imposible contar con algún otro tipo de método que no involucre ensayos de laboratorio, ya que si bien es cierto requiere de ciertos equipos, pero estos siempre han sido accesibles y sencillos de manipular. Con el pasar del tiempo se ha tratado de aplicar ensayos geofísicos debido a que son más beneficiosos con respecto al tema tiempo y costos.

Para todo lo que hace referencia al método directo o ensayos de laboratorio es necesario partir de Karl Terzaghi, cerca de los años 50 afirmó que el comienzo de la Mecánica de Suelos fue posible gracias a la publicación del modelo teórico de Coulomb de presión de tierras sobre muros de contención (Osorio, 2012).

Tiempo después en Nueva Inglaterra el cuerpo de Ingenieros del distrito de Boston construyó la presa de Franklin Falls en Nueva Hampshire. En 1963 la estructura tuvo problemas de filtración por lo que contrataron a Casagrande, ya que recientemente había publicado los resultados de investigaciones en suelos finos sin cohesión, pero no pudo hallar la raíz del

problema, debido a esa dificultad creó el aparato triaxial que se convirtió en una herramienta fundamental en la mecánica de suelos por proporcionar importantes parámetros para determinar la resistencia a esfuerzos cortantes del suelo, como la cohesión y el ángulo de fricción. (Osorio, 2012).

Para la clasificación de suelos el primer método que existió fue el denominado Sistema de Clasificación de Aeropuertos (AC) de Casagrande, utilizado en construcciones militares. Con el pasar del tiempo gracias a WER (Waterways Experiment Station) se pudo evolucionar llegando al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) que hasta la actualidad es el más utilizado en Mecánica de Suelos y será aplicado en esta investigación (Osorio, 2012).

Con la evolución de la tecnología se crearon equipos para prospección geofísica, que en sus inicios se utilizaron para ubicar los yacimientos de petróleo y otros depósitos de minerales. Varios profesionales del tema consideraron dichos equipos para el estudio de suelos, ya que eran capaces de deducir las condiciones del subsuelo sin ser destructivos y aptos para emplearse en terrenos de difícil acceso. Estos métodos se pueden dividir en eléctricos, sísmicos, magnéticos y electromagnéticos.

La exploración geofísica empezó a utilizarse en la segunda guerra mundial para investigaciones de suelos de montaña, sus estudios eran necesarios para obras como represas y túneles. En los años 70 se empleó para estudiar suelos de consistencia suave, aluviales y sedimentarios (López, Mejía, & Vega, 2008).

En la actualidad los métodos geofísicos son utilizados dentro de la ingeniería civil para estudios de estabilidad y riesgos geológicos, para determinar parámetros dinámicos del suelo, clasificación geomecánica del subsuelo, estratigrafía, etc.

La sísmica de refracción es uno de los ensayos más destacados dentro del método sísmico dado que se puede obtener las ondas  $V_p$  y  $V_s$  de los suelos.

En varios países del mundo como Chile, Colombia, España y Perú existen antecedentes acerca del ensayo sísmico de refracción (López, Mejía, & Vega, 2008). En Chile, dentro de su capital Santiago, utilizaron la refracción sísmica para estudios en depósitos de cenizas volcánicas y ripios (Ampuero S., 1999). En Colombia, utilizaron la refracción sísmica para realizar estudios sobre la determinación del efecto sísmico local en los terrenos del entorno urbano (Rosales Climent, 2001). En España, para las labores de geología y geotecnia se utiliza con frecuencia la refracción sísmica (Rodríguez, 2001). En Perú, la refracción sísmica es utilizada en estudios de minas para determinar perfiles sísmicos, definición del nivel del suelo firme y en la identificación de las características de resistencia de los materiales existentes en depósitos (Huamán, 1999).

Estudios similares a los mencionados se han realizado en Ecuador en temas geotécnicos, hidrogeológicos, exploración de minas, etc. También existe información de estudios de caracterización en suelos dentro de áreas urbanas y su relación con resultados de los ensayos de laboratorio.

### **1.3 Formulación del problema**

Con el propósito de evitar resultados erróneos de las condiciones del subsuelo, pérdida de tiempo y gastos innecesarios se busca comprobar que la aplicación de métodos geofísicos (sísmica de refracción) brinde la misma confiabilidad que se consigue al llevar a cabo ensayos de laboratorio.

Para esta investigación se trabajará con muestras de suelo para realizar ensayos con los métodos directos a través de calicatas a cielo abierto y con los métodos indirectos usando sísmica de refracción, de esta manera en función de los resultados de laboratorio con los ensayos geofísicos determinados mediante fórmulas empíricas se busca obtener una correlación de parámetros físicos (granulometría, límites de Atterberg, humedad, pesos específicos, clasificación del suelo), parámetros mecánicos (cohesión, ángulo de fricción) y

parámetros elásticos (coeficiente de Poisson, módulo de elasticidad, módulo de rigidez) con la finalidad de confirmar o denegar la veracidad de resultados del método geofísico a investigar.

Con la ayuda de los resultados obtenidos y con el previo análisis se podrá decidir que método es el más óptimo y recomendado para nuestro medio actual en el ámbito de la construcción.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 General**

- Determinar ondas longitudinales ( $V_p$ ) y de corte ( $V_s$ ) en estratos superficiales, correlación de resultados entre métodos directos e indirectos.

### **1.4.2 Específicos**

- Determinar la formación geológica de la zona de estudio.
- Realizar tres calicatas a cielo abierto a una profundidad aproximada de 4.5 metros.
- Ejecutar ensayo geofísico de sísmica de refracción por el método MASW, aproximadamente 200 ml.
- Determinar los parámetros físicos del suelo (granulometría, límites de Atterberg, humedad, pesos específicos, clasificación del suelo) por exploración directa de cada muestra obtenida de las calicatas.
- Determinar los parámetros mecánicos (cohesión, ángulo de fricción) por exploración directa de cada muestra obtenida de las calicatas.
- Calcular la capacidad de carga del suelo.
- Determinar las velocidades de onda  $V_p$  y  $V_s$  del suelo.
- Determinar en función de los ensayos geofísicos los parámetros mecánicos y elásticos del suelo.
- Ejecutar ensayos de campo aplicando el método como dinámico (DCP)

- Correlacionar los resultados de los ensayos de laboratorio con los de sismica de refracción y utilizar la información del ensayo DCP.
- Crear perfiles estratigráficos de acuerdo a los resultados geofísicos.
- Formular conclusiones y recomendaciones.

### **1.5 Justificación**

La geotecnia es una rama fundamental de la ingeniería civil ligada directamente al éxito o fracaso de una obra. El estudio de suelos debe servir para obtener los parámetros más acertados posibles y esto se ha podido lograr por medio de los métodos convencionales con los ensayos realizados en el laboratorio, pero el tiempo empleado es mucho más largo en comparación con la aplicación de métodos indirectos como la geofísica, que actualmente es una herramienta muy utilizada por tema de costos y tiempo; sin embargo, los datos obtenidos por este medio aún no han sido confirmados como confiables, es por ello que esta investigación está orientada a verificar la veracidad de datos que se obtienen correlacionándolos con la información de los métodos directos.

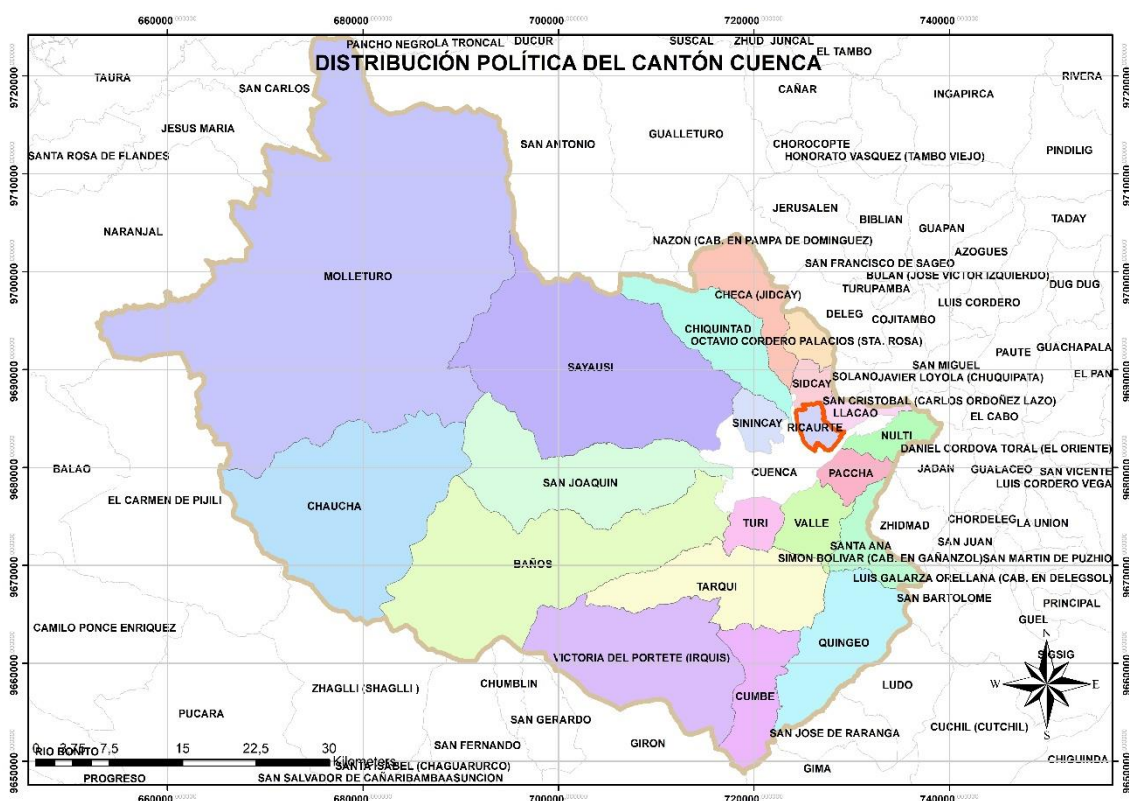
Para esta investigación se utilizará como guía la norma vigente en nuestro país como es la NEC-15, la cual dicta los procesos que se deben cumplir para los ensayos que se van a realizar. A través de la aplicación de dos métodos geotécnicos y un método geofísico se busca poder verificar la autenticidad y confiabilidad de los resultados realizando una correlación de los datos que se obtuvieron de los ensayos en el laboratorio con los del equipo de sismica de refracción y con ello poder deducir si es o no conveniente utilizar métodos indirectos en el estudio de suelos de una zona.

Los resultados obtenidos servirán también como datos que se necesitan para el diseño de una obra que se piense construir en el futuro sobre esa zona, garantizando una obra segura y de calidad ya que contará con los parámetros correctos del suelo.

## 1.6 Descripción y ubicación de la zona de estudio

La zona de estudio se encuentra ubicada en la provincia del Azuay, cantón Cuenca, dentro de la parroquia de Ricaurte en el sector de Molinopamba, donde está el campus Miracielos de la Universidad Católica de Cuenca que cuenta con un área total de 21 hectáreas, para esta investigación se estudiará el lado N/O del campus que posee un área de 11 hectáreas (Ilustración 2) y una altitud media de 2547 m.s.n.m.

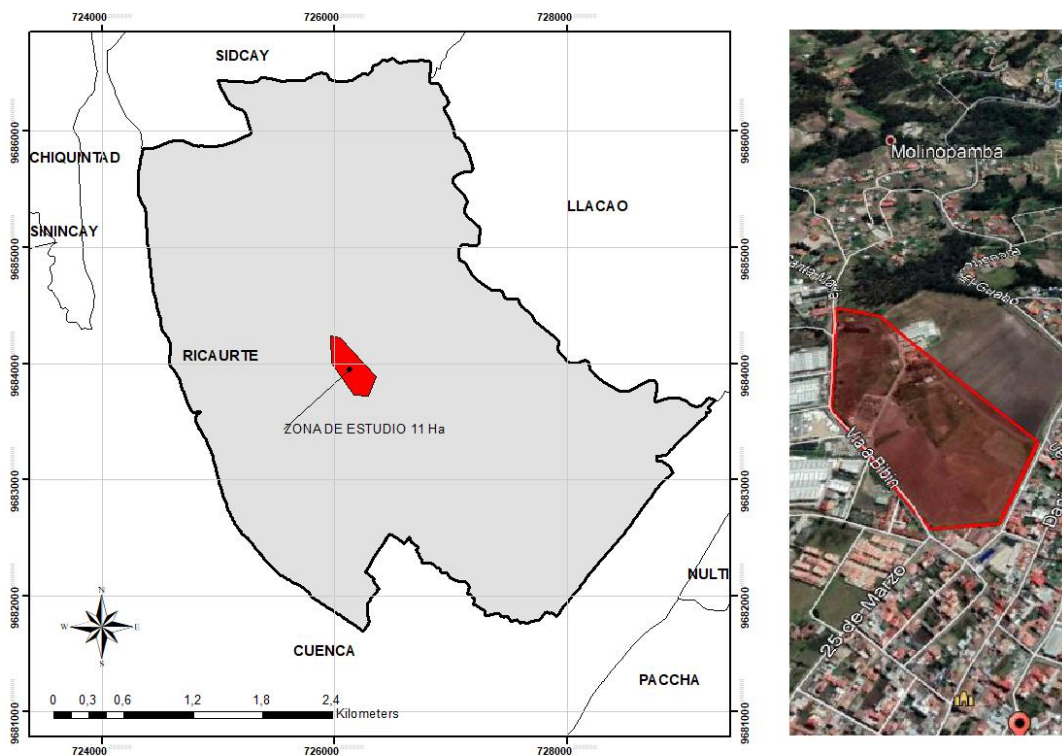
En la Ilustración 1 se observa el mapa político del cantón Cuenca en el que se resalta la parroquia en la que se encuentra la zona de estudio.



*Ilustración 1: Mapa político del cantón Cuenca*

*Fuente: Los Autores*

La ubicación de la zona de estudio se encuentra en el campus Miracielos de la Universidad Católica de Cuenca dentro de la parroquia Ricaurte (Ilustración 2), también se puede observar en la vista satelital la ubicación de la zona que tanto por el Norte como por el Oeste está limitado por terreno que pertenece al Campus.



*Ilustración 2: Ubicación de la zona de estudio  
Fuente: Los Autores.*

El polígono que define la zona de estudio se encuentra en el barrio Miguel Cordero delimitado por la vía Miguel Uzcá y vía a Bibin. La Tabla 1 corresponde a los puntos de coordenadas UTM que forman el polígono de la zona de estudio.

ID	ESTE	SUR
1	726167	9683727
2	725977	9684007
3	725966	9684238
4	726051	9684222
5	726362	9683890
6	726290	9683723

*Tabla 1: Coordenadas del polígono que forma la zona de estudios  
Fuente: Los Autores*

## **CAPITULO II: MARCO TEÓRICO**

### **2.1 Geología de la zona**

La geología es de gran importancia al momento de reconocer el terreno donde se van a realizar procedimientos relacionados con proyectos de obras civiles, siendo posible adquirir información de los minerales como el tipo de roca, su composición y resistencia para así facilitar los procesos de construcción de una manera más eficaz y eficiente. Las excavaciones se pueden lograr más fácil y de manera correcta al aprovechar los conocimientos derivados de la geología.

“Cuando los resultados del método de refracción se complementan con el conocimiento de la geología del sitio en estudio y la experiencia, permite la obtención de información más detallada de las condiciones del subsuelo” (López, Mejía, & Vega, 2008, pp. 73-74).

#### **2.1.1 Geología Regional**

La Geología de Cuenca está formada por la cuenca sedimentaria ubicada en la región austral ecuatoriana, con una longitud alrededor de 100 kilómetros, que va de norte a sur, y con un ancho de 25 kilómetros de este a oeste, compuesta de materiales sólidos detríticos continentales, situadas encima de rocas cretáceas y arcaicas (Núñez Del Arco, 2003).

Después de varios años gracias a la ayuda de investigadores Teodoro Wolf (1892), empleo el distintivo de “Areniscas del Río Azogues” para explicar la estratigrafía mencionada por Humboldt, aclarando la existencia de una parte superior con mayor presencia de arcillas (“Arcillas Pizarrosas”), y en la parte inferior presentando más cantidad de arena (“areniscas”), sin embargo, observó que sus partes eran algo difusas por lo que aclaró que la superior estaba conformada por la Formación Guapán y Santa Rosa mientras que la inferior por la Formación Biblián y Azogues (Núñez Del Arco, 2003).

## **2.1.2 Geología Local**

La parroquia de Ricaurte se emplaza sobre una geología diversa y muy amplia. Los materiales que se encuentran dentro de las formas geológicas son rocas sedimentarias, depósitos aluviales, lutita, adesisitas, y conglomerados base que son los que forman sus relieves, a partir de esta información se reconoce que la formación geológica de la parroquia correspondió a la era cenozoica, al periodo terciario y cuaternario (Parra, 2016).

### ***2.1.2.1 Periodo Terciario***

Su inicio fue hace aproximadamente setenta y cinco millones de años con una duración alrededor de 1.8 millones de años. Dentro de este periodo se encuentran varias formaciones como son la Formación de Azogues, Formación de Llacao, Formación de Mangán y Formación de Turi.

#### ***2.1.2.1.1 Formación de Azogues***

Ubicada a lo largo de toda la cuenca sedimentaria. Está conformada en su mayoría por areniscas tobáceas de textura granular media a gruesa, y en capas menores en la parte inferior por limolitas, arcillas y lutitas, también en varios niveles existen conglomerados conformados por clastos; rocas ígneas, cuarzo y argilitas de la formación Yunguilla. Esta formación se ve afectada por deformaciones post-sedimentarias, plegada fuertemente y fallas (Gonzaga, 2018).

#### ***2.1.2.1.2 Formación Llacao***

Consiste especialmente por flujos piroclásticos compuestos por areniscas tobáceas y aglomerados; las areniscas de origen volcánico están constituidos por tobas blancas y cafés estratificadas que se hallan horizontales y está en discordancia angular y erosiva con los sedimentos de la Formación Azogues (GAD Paccha, 2019).

La formación Llacao se encuentra dentro del periodo cuaternario en el intervalo del mioceno tardío–plioceno temprano. Las areniscas de esta formación se hallan diaclasadas.

### *2.1.2.1.3 Formación de Turi*

Es la secuencia más joven de la cuenca y está dividida en miembros Turi y Santa Rosa. El miembro Turi dominado por conglomerados; clastos gruesos de hasta 40 cm de diámetro, arenas, arcillas, brechas y tobas con una buena estratificación y el miembro Santa Rosa formado mayormente por conglomerados gruesos entre los cuales están clastos volcánicos y acumulación de fragmentos volcánicos que forman brechas, en menor proporción por arcillas rojas y areniscas (Gonzaga, 2018).

### *2.1.2.2 Periodo Cuaternario*

Existe aproximadamente entre 2 y 1.65 millones de años hasta la actualidad, consta de formaciones como son: Depósitos Coluvial, Terrazas Aluviales y Depósitos Aluviales recientes.

#### *2.1.2.2.1 Depósito Coluvial*

Estos depósitos están constituidos principalmente por gravas angulosas a subangulosas distribuidas de manera desordenada, arenas, y en menor cantidad por limos, se crean cuando por acción de la gravedad el material es removido ocasionando una acumulación al pie de las montañas o relieves.

#### *2.1.2.2.2 Terrazas Aluviales*

Son una forma de relieve que tiene superficies planas con una pendiente pequeña creada por el cauce de un río correspondiente a una antigua llanada de inundación (Universitat Politècnica de Catalunya, s.f.). Sirven para inducir algunas consideraciones acerca de las condiciones climáticas e hidrológicas que intervinieron en su formación en el pasado, en los sectores de Molinopamba, Tiopamba y Ucubamba están compuestas de arena, limos finos y gravas.

### *2.1.2.2.3 Depósitos Aluviales*

Están conformados por arcillas, arenas, gránulos, cantos y bloques con varias formas desde subangulosas a redondas. Son el resultado del transporte y depósito de restos debido a la acción del agua. Por esto forman cauces, llanuras y paleocauces tomando una forma de abanicos.

### **2.1.3 Geología Especifica**

En la zona de estudio donde se realizaron las calicatas y sísmica de refracción se pudo identificar dos tipos de formaciones: Mangán y Terrazas Aluviales

#### ***2.1.3.1 Formación Mangán***

La Formación Mangan pertenece a la cuenca sedimentaria, extendiéndose de norte a sur en la ciudad de Cuenca; se formó a inicios del Mioceno-Tardío, hallándose depósitos continentales deltaicos dentro de un sistema fluvial meandriforme con superficies planas con riesgo a inundarse (Vélez, 2012).

Existe una discordancia con los depósitos de la Formación Mangan y la Formación Azogues; debido a que hace más de 9-8 millones de años ocurrieron grandes deformaciones, perjudicando así a la formación Mangán; presentando en la actualidad una ligera deformación y fallas.

Esta formación está compuesta en su mayoría por lutitas, limolitas y areniscas finas granulares, son de color blanco en la parte inferior, surge la presencia de lutitas acompañadas con vetas de carbón en la parte media y se observa un afloramiento de areniscas tobáceas gruesas de color café en la parte superior y se hacen conglomeráticas hacia arriba.

En la formación Mangán existe una variación de estratos entre fino-granular y duro-blando que beneficia la evolución de superficies de debilidad; principalmente si los materiales finos se encuentran saturados, provocando que la resistencia al corte disminuya hasta la rotura.

“Los materiales incompetentes se encuentran fragmentados, con juntas abiertas, bordes blandos y rellenos de arcilla; los materiales competentes son medianamente fracturados con juntas cerradas a abiertas con bordes rugosos, oxidados y blandos” (Vélez, 2012, p. 26).

### ***2.1.3.2 Terrazas Aluviales (t1-t5)***

Son depósitos que mayormente son de origen aluvial y de corrientes fluviales antiguas, formadas por material arenoso constituido por granos de tamaño medio a fino el cual se ha depositado sobre antiguos sedimentos que pertenecen al relleno sedimentario del valle fluvial y correspondientes al periodo cuaternario. “ Las terrazas (t1-t4) están formadas por bloques y boleos subangulares a redondeados y subesféricos (ocurrencia 40 y 70%) en matriz de grava areno arcillosa (ocurrencia 60 y 30%), la terraza t5 está formada por estratos erráticos de arena, limo y depósito aluvial de potencia variada” (Proyecto PRECUPA, 1998).

Dentro de la susceptibilidad que presentan estas terrazas aluviales a ser terrenos inestables se conoce que las principales causas son geológicas en la cual presentan rotura en formaciones de arcillas saturadas en la base y de acuerdo a su morfología donde existe desgaste del suelo al inicio del talud y una mayor inclinación al borde de las terrazas. (Proyecto PRECUPA, 1998)

## **2.2 Geomorfología de la zona**

El campus “Miracielos” está localizado dentro de la cordillera Occidental en la cuenca del río Paute, formando parte de la micro-cuenca del Machángara, se puede apreciar en la zona tres tipos de relieves como son: Vertiente heterogénea, Terrazas indiferenciadas y Superficie de cono de esparcimiento disectado.

### **2.2.1 Vertiente heterogénea**

Laderas que se caracterizan por presentar un perfil mixto o irregular que van de pendientes medias a muy fuertes, sus desniveles relativos son muy diversos y las vertientes varían de moderadamente largas a muy largas. (SIGTIERRAS, 2015)

### **2.2.2 Terraza indiferenciada**

Superficie plana de origen fluvial, pertenecen al sistema aluvial del río Machángara con pendientes suaves que varían entre el 5 – 12%, están compuestas por conglomerados, limo arenoso y arcilla limosa. Se localizan en el contexto morfológico Medio aluvial de la Sierra. Se define como terraza indiferencia debido a que no es posible identificar su categoría como terraza media, alta o colgada. (SIGTIERRAS, 2015)

### **2.2.3 Superficie de cono de esparcimiento disectado**

Esta geoforma se encuentra en el contexto geomorfológico de conos de esparcimiento, esta superficie posee una litología de depósitos aluviales con valores de pendiente de suaves a media (de 5 a 25%). Las disecciones que afectan a esta superficie presentan mayoritariamente unos desniveles relativos de 5 a 50 metros, vertientes con longitudes moderadas (50 a 250 metros) y formas heterogéneas en líneas rectas. La forma de drenaje típica de estas superficies suele ser dendrítica o paralela. (SIGTIERRAS, 2015)

Toda la información de la geología y geomorfología de la zona de investigación sirve para la caracterización de la misma, y a su vez esta recopilación se puede correlacionar con los resultados de los ensayos de campo lo que permite una verificación de resultados con investigaciones anteriores sobre los materiales y/o agregados que constituyen las formaciones del sitio, y de esta manera también aportar a futuras investigaciones.

## **2.3 Ensayos de Campo**

### **2.3.1 Exploración Directa**

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) los métodos directos para exploración en campo son los que se muestran a continuación:

- Veletas
- Dilatómetro
- Ensayo de Penetración Estándar, SPT

- Calicatas o trincheras
- Cono estático CPT, o dinámico

### 2.3.1.1 Veletas

El ensayo con veletas está diseñado para medir la resistencia al corte no drenado del suelo en campo, especialmente en arcillas de consistencia muy suave y alterable. El equipo de esta prueba está constituido por una barra que contiene en la punta cuatro paletas que pueden ser de forma rectangular o trapezoidal.

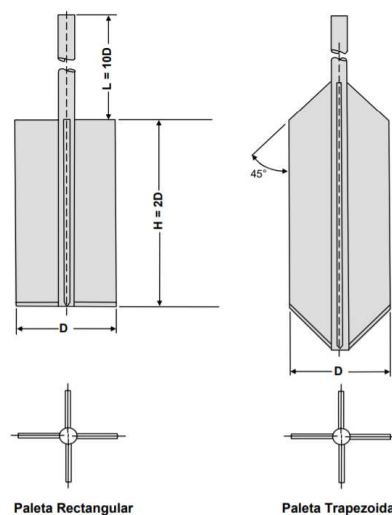


Ilustración 3: Geometría de la veleta  
Fuente: (Hurtado, s.f.)

Esta prueba consiste en realizar una perforación un poco arriba de la profundidad de donde se quiere examinar el suelo, la veleta se ensambla a las varillas de perforación y se procede a insertar en el limo o arcilla y con la ayuda de una llave de torque se gira la veleta suavemente y se mide el torque que fue necesaria para cortar el suelo.

### 2.3.1.2 Dilatómetro

El ensayo de dilatómetro es compatible para arenas, limos y arcillas, pero no se recomienda para gravas y rocas con excepción de si la grava tiene un espesor de 0.5m. Una de las ventajas principales de este aparato es que no requiere sondeo.

Para este ensayo se usan equipos de penetración similares a los usados en ensayos SPT y CPT, con estos se penetra una paleta plana ubicada al final de una serie de barras. La

membrana circular ubicada en una cara de la paleta se infla de manera horizontal cuando alcanza la profundidad requerida, una vez alcanzada esta, expulsa un gas no inflamable de nitrógeno a presiones altas inflando la membrana y se anotan dos presiones; la primera (A) donde se levanta la membrana y la segunda (B) cuando la membrana se extiende 1.1 milímetros en dirección al suelo que está a su alrededor.

Se mide la presión necesaria para lograr una deformación lateral predeterminada, lo que permite asumir propiedades de rigidez del suelo analizado. (Garibay, Torres, & Angelone, 2017)

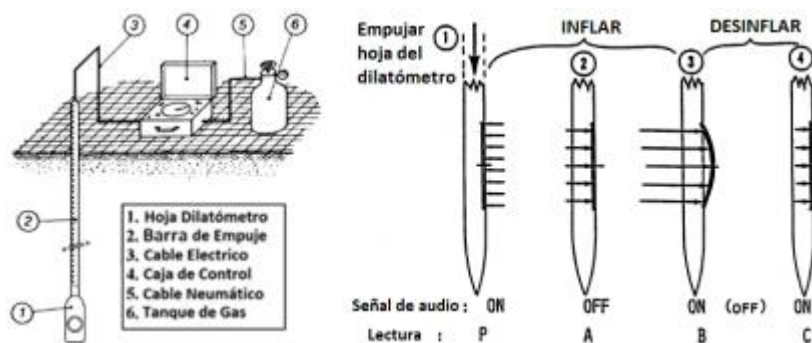


Ilustración 4: Esquema de ejecución del ensayo dilatómetro  
Fuente: (Leal Lepe, Poblete Freire, & Villalobos, 2016)

### 2.3.1.3 Ensayo por Penetración Estándar (SPT)

Se define como el ensayo “in situ” con mayor popularidad para obtener información geotécnica del subsuelo ya que es bastante económico en comparación con los demás, fue desarrollado por Terzagui a finales de los años 20. A través de este ensayo se logra tomar muestras representativas y obtener la medida de resistencia de un suelo no cohesivo (Collazos, Gonzales, & Ante, 2006).

El ensayo registra cuantos golpes se necesitan para lograr insertar en el suelo un aparato con forma de tubo hueco de acero que sirve para tomar muestras, para esto se tiene que soltar en varias ocasiones un peso de 63.5 kilogramos a una altura de 76.2 centímetros, estos datos son de gran valor porque permiten notar una diferencia entre los ensayos de penetración. En el ensayo SPT un parámetro denominado N representa la resistencia del suelo a la penetración,

se determina sumando el número de golpes de los dos tramos que se encuentran a la mitad de 15 centímetros, descartando los tramos inicial y final por la posibilidad de manifestarse ciertas condiciones que alteren la composición del terreno (Ensayo de penetración estándar SPT, 2019).

#### ***2.3.1.4 Calicatas o trincheras***

Son excavaciones a poca profundidad que pueden ser manuales con pala si es de hasta 1.5 metros o con equipo mecánico si se desea una profundidad de hasta 5, estas permiten observar directamente la estratigrafía del suelo, detectar los niveles freáticos y obtener muestras alteradas e inalteradas con un tiempo corto y a un bajo costo, sin embargo, entre sus desventajas esta su limitada profundidad y el riesgo de colapso por la inestabilidad de las paredes con la presencia de agua. Las muestras obtenidas proceden a ser llevadas al laboratorio para los respectivos ensayos.

Este método de excavación es popular por ser el más utilizado, su proceso es la primera fase para el posterior estudio de suelos.

##### ***2.3.1.4.1 Toma de muestras según Norma Ecuatoriana de la Construcción***

Se denomina unidad de construcción a una edificación o fracción de un proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes. También a un grupo de construcciones adosadas con un máximo de longitud en planta de 40m. (NEC-SE-GC, 2015)

Las unidades de construcción se clasifican en baja, media, alta y especial. En el número de niveles a seleccionar deben incluirse todos los pisos del proyecto (subsuelos, terrazas). Las cargas máximas de servicio resultaran de la combinación de carga muerta más carga viva que dependen del uso y ocupación que vaya a tener la construcción. La edificación debe ser clasificada con la condición más desfavorable planteada en la Tabla 2.

<b>Clasificación</b>	<b>Según los niveles de construcción</b>	<b>Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)</b>
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4000

Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8000

Tabla 2: Clasificación de las unidades de construcción por categorías  
Fuente: (NEC-SE-GC, 2015)

Para facilitar el diseño de cimentaciones es importante realizar sondeos exploratorios que permitan obtener información adecuada del subsuelo. Las cantidades mínimas de sondeos y profundidades a desarrollarse en el terreno se presentan en la Tabla 3.

<b>Categoría de la unidad de construcción</b>			
<b>Baja</b>	<b>Media</b>	<b>Alta</b>	<b>Especial</b>
Profundidad mínima de sondeos: 6m	Profundidad mínima de sondeos: 15m	Profundidad mínima de sondeos: 25m	Profundidad mínima de sondeos: 30m
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

Tabla 3: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción  
Fuente: (NEC-SE-GC, 2015)

La profundidad para la extracción de muestras es justificada por el Ingeniero Geotécnico según un análisis del lugar y los procesos que se realizaran en el laboratorio, sin embargo, la Norma Ecuatoriana de la Construcción brinda una tabla que expone la profundidad mínima para los sondeos. A continuación, en la Tabla 4 se observan las profundidades mínimas según el tipo de cimentación.

<b>Tipo de obra civil subterránea</b>	<b>Profundidad de los sondeos</b>
Losa corrida	1.5 veces el ancho
Zapata	2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión
Pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote
Grupo de pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 2 veces el ancho del grupo de pilotes 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión
Excavaciones	Mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación a menos que el criterio del ingeniero geotécnico señale una profundidad mayor según requerimiento del tipo de suelo
Caso partículas: roca firme	En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme, de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción: Categoría Baja. Los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales Categoría Media. Penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados Categoría Alta y Especial. Penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia

	adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local
--	---

*Tabla 4: Profundidad mínima de los sondeos de acuerdo al tipo de cimentación  
Fuente: (NEC-SE-GC, 2015)*

### **2.3.1.5 Cono estático CPT y dinámico DCP**

#### *2.3.1.5.1 Cono estático (CPT)*

Este ensayo se utiliza en el estudio de suelos de baja cohesión, para una estratigrafía variable este permite una mejor claridad. Esta prueba corresponde en medir la resistencia al aplicar una penetración mecánica de una punta que tiene características estandarizadas, hay que empujar contra el terreno una carga variable que permita tener una velocidad constante de 2cm/s mientras se va empujando. La existencia de un manómetro en el circuito hidráulico permite la lectura de los valores de la carga sobre la punta y determina la resistencia del avance de la punta, se realizan tres lecturas cada 10mm en las cuales se registra la resistencia de la punta del cono, la fricción lateral y la presión intersticial dinámica. Mientras se realiza este ensayo se puede realizar una estimación del nivel freático cuando se detiene el avance de la punta del cono en un estrato de suelo arenoso haciendo que funcione como un piezómetro para poder calcular la presión hidrostática.

#### *2.3.1.5.2 Cono dinámico (DCP):*

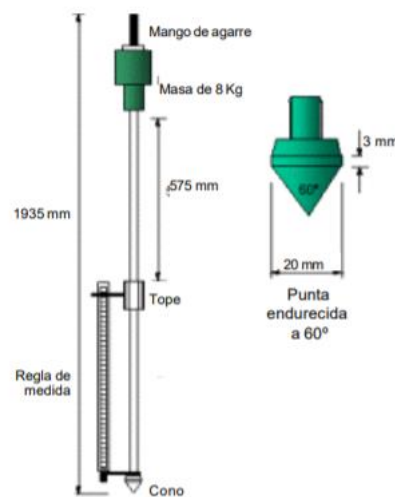
Este ensayo sirve para evaluar la resistencia del suelo ya sea compactado o no compactado, y estimar el valor del CBR directamente en campo, una gran ventaja de este equipo es que es más sencillo su uso y el tiempo empleado comparado con el ensayo de CBR es sumamente menor.

El método dinámico se fundamenta en las diferentes cambios de resistencia de penetración cuando varían las características del suelo, radica en conectar el penetrómetro a las varillas de perforación y se introduce en el suelo que se quiere analizar, después se va contando la cantidad necesaria de golpes por cada 30 cm de penetración acorde a la profundidad de

análisis requerida, obteniendo finalmente una gráfica la cual demuestra el número de golpes contra profundidad y mediante una tabla se clasifica el material (Fimbres, 2008).

El DCP de una manera rápida y bastante precisa estima la capacidad estructural del suelo y puede determinar el grado de diferencia que existe en una sección de las capas de suelo y exponer la uniformidad de compactación.

Este equipo fue desarrollado en Sudáfrica para monitorear “in situ” un pavimento en etapa constructiva y etapa de servicio, el ensayo penetrómetro dinámico de cono (DCP) ayuda a determinar el espesor y densidad de las capas del suelo. El equipo se compone de un mango de agarre, una masa de 8kg, una altura de caída de 575mm, un varillaje con diámetro de 16mm y una punta cónica que cuenta con 20mm de diámetro y ángulo de abertura de 60°.



*Ilustración 5: Esquema penetrómetro dinámico de cono  
Fuente: (Umpiérrez, 2003)*

En el procedimiento de este tipo de ensayo se necesitan dos operarios, tienen el trabajo de mantener el aparato en forma vertical, manipular el movimiento de la pesa y registrar a que profundidad penetra cada golpe. El proceso se detiene cuando se alcanza una profundidad requerida o hasta que el largo de la barra inferior se encuentre totalmente introducida. Con los resultados del ensayo de cono dinámico se puede obtener el valor de relación de soporte de California (CBR) observado en el lugar.

A continuación, en la Tabla 5 se muestra el modelo de cálculo para realizar el ensayo del cono dinámico (DCP):

Número de golpes	Penetración acumulada (mm)	Penetración entre lecturas (mm)	Penetración por golpe (mm)	Factor del martillo	Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)
A	B	C	D	E	F	

Tabla 5: Modelo de hoja de cálculo para ensayo DCP  
Fuente: Los Autores

Penetración entre lecturas (C), se obtiene mediante la diferencia entre la penetración acumulada en estudio y la penetración acumulada inmediatamente anterior:

$$C = B_i - B_{i-1}$$

Penetración por golpe (D), se obtiene mediante la división de la penetración entre lecturas y el número de golpes:

$$D = \frac{C}{A}$$

Factor del martillo (E), si el martillo utilizado es de 8kg se considera el factor como 1.

Índice DCP (F), es el producto de la penetración por golpe y el factor del martillo:

$$F = D * E$$

Mediante la siguiente ecuación se calcula el valor estimativo del CBR del suelo:

$$CBR = \frac{292}{(DCP)^{1.12}}$$

Para suelos arcillosos de baja plasticidad (CL) con un valor de CBR menor a 10 la ecuación a utilizar es la siguiente:

$$CBR = \frac{1}{(0.017019 * DCP)^2}$$

En el caso de arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH) el valor del CBR se calcula como se muestra a continuación:

$$CBR = \frac{1}{0.002871 * (DCP)^2}$$

En la Tabla 6 se puede observar el porcentaje de CBR de correspondiente al índice DCP que se obtiene de forma general en campo:

Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)	Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)	Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)
<3	100	39	4.8	69-71	2.5
3	80	40	4.7	72-74	2.4
4	60	41	4.6	75-77	2.3
5	50	42	4.4	78-80	2.2
6	40	43	4.3	81-83	2.1
7	35	44	4.2	84-87	2.0
8	30	45	4.1	88-91	1.9
9	25	46	4.0	92-96	1.8
10-11	20	47	3.9	97-101	1.7
12	18	48	3.8	102-107	1.6
13	16	49-50	3.7	108-114	1.5
14	15	51	3.6	115-121	1.4
15	14	52	3.5	122-130	1.3
16	13	53-54	3.4	131-140	1.2
17	12	55	3.3	141-152	1.1
18-19	11	56-57	3.2	153-166	1.0
20-21	10	58	3.1	166-183	0.9
22-23	9	59-60	3.0	184-205	0.8
24-26	8	61-62	2.9	206-233	0.7
27-29	7	63-64	2.8	234-271	0.6
30-34	6	65-66	2.7	272-324	0.5
35-38	5	67-68	2.6	>324	<0.5

Tabla 6: Correlación tabular entre el CBR y el Índice DCP  
Fuente: (Bowles, 1978)

Según los resultados obtenidos en el ensayo DCP se puede clasificar los suelos mediante el “Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil” representada en la Tabla 7:

CBR	Clasificación	Uso	SUCS
0-3	Muy pobre	Subrasante	OH, CH, MH, OL
3-7	Pobre a regular	Subrasante	OH, CH, MH, OL
7-20	Regular	Sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP
20-50	Bueno	Base, sub-base	GM, GC, SW, SM, SP, GP
>50	Excelente	Base	GW, GM

Tabla 7: Clasificación de los suelos en función del CBR  
Fuente: (Bowles, 1978)

Lo ensayos de exploración directa que se aplicaron en esta investigación son calicatas y cono dinámico (DCP), debido a que el primer ensayo es el único que permite una inspección

visual inmediata de la estratigrafía, el costo de la maquinaria es accesible, y es uno de los métodos tradicionales en el medio con resultados más confiables y parecidos a la realidad. El método del cono dinámico se aplicó porque proporciona la resistencia del suelo (CBR) sin la necesidad de realizar el ensayo de laboratorio proctor estándar el cual requiere de bastante tiempo y un procedimiento más complejo, mientras que con el equipo del cono dinámico se puede realizar el ensayo en un periodo más corto con resultados igual de acertados. También cabe aclarar que este es un equipo nuevo que adquirió la universidad razón por la que se aprovechó la existencia del mismo.

### **2.3.2 Exploración indirecta**

#### **2.3.2.1 Sondeo eléctrico vertical (SEV)**

Este método determina la resistencia específica del terreno a profundidad, a través de una inyección eléctrica generada en el suelo y medición del potencial que tendrá mediante un arreglo de electrodos. El comportamiento del subsuelo con el paso de corriente eléctrica genera flujos eléctricos no variables para materiales con una composición uniforme, debido a este motivo cuando existe un cambio en los flujos se observa una falta de continuidad de los materiales en el interior de un mismo depósito.

Para mayor eficacia del método este se debe realizar aplicando los SEV en una zona del suelo constituido por capas de resistencia eléctrica con homogeneidades laterales y restringidas por planos paralelos a la parte superficial del suelo (medios estratificados). De acuerdo a varios ensayos realizados se ha demostrado que los resultados para estos medios son aceptables en estratos con inclinaciones no mayores a 30° (Orellana, 1992).

##### *2.3.2.1.1 Interpretación de datos*

Los resultados obtenidos de resistividad aparente en los sondeos pueden representarse mediante una curva de resistividad, que depende de la profundidad de exploración. Para esto, las distancias tienen que estar expresadas en función de una variable única, y para que ello se

cumpla puede utilizarse un aparato electrónico en el que la geometría de la configuración de electrodos debe permanecer idéntica a sí misma, o a su vez un aparato donde intervenga solamente una distancia (Cosenza, 2006).

Debido a que este método está centrado en determinar la estratigrafía del suelo, es de mucha importancia realizar una interpretación cualitativa con la finalidad de obtener una aproximación inicial de la estructura del subsuelo. Una vez realizada la interpretación se logra obtener una relación de distinción, contraste, zonas con tipología geológica distinta, entre otras., por medio de una sistematización de curvas y el diseño de mapas y cortes geoelectricos. La inspección que se realiza en campo es importante ya que de ser necesario se puede cambiar el procesamiento inicial de datos en el programa de interpretación. La interpretación cuantitativa determina como están distribuidas espacialmente las resistividades en el subsuelo, tomando como referencia los datos de resistividad aparente que se observan en la parte superficial del terreno (Cosenza, 2006).

#### ***2.3.2.2 Análisis espectral de ondas superficiales***

Este estudio define la velocidad de onda cortante ( $V_s$ ) “in situ” empleando un método de geofísica que no causa perturbaciones ni destruye la superficie del suelo generando movimientos oscilatorios periódicos estacionarios a distancias determinadas. Las frecuencias generadas por los elementos vibradores se registran en un equipo procesador electrónico digital obteniendo así la gráfica de dispersión que involucra la velocidad, frecuencia y longitud de onda, reflejando las características rígidas del lugar, perfil estratigráfico e irregularidades que puedan darse al compactar el material (Vargas, Vargas, & Coto, 2009).

#### ***2.3.2.3 Refracción de Microtremores (ReMi)***

Este ensayo sísmico se ha convertido en uno de los métodos más recientes dentro de la aplicación geofísica, caracterizando sitios y evaluando medios para obras civiles. El ensayo determina la velocidad en las que se propagan las ondas cortantes ( $V_s$ ) en el terreno, partiendo

del análisis espectral del ruido sísmico ambiental (Morales, Schmitz, & Pullammanappallil, 2015). En la adquisición de datos, ReMi usa el mismo sismógrafo convencional y geófonos verticales de onda “S” que son utilizados en estudios de refracción.

#### ***2.3.2.4 Sísmica de refracción***

La técnica de refracción consiste en calcular que tiempo debe transcurrir para que las ondas de cuerpo ( $V_p$  y  $V_s$ ) se propaguen en un espacio en el cual se producen movimientos oscilatorios sísmicos y su detección en puntos determinados para almacenar la información. En la aplicación de este ensayo se obtienen líneas de refracción al emplear una secuencia de geófonos alineados con separaciones establecidas (Correia Machuca, 2015).

Las ondas sísmicas son generadas mediante el golpe con martillo en el arreglo de la línea de refracción a una distancia conocida, provocando movimientos oscilatorios en la zona del terreno estudiado que son captadas por los geófonos. Los sensores registran la información del movimiento del terreno en función del tiempo formando así los sismogramas.

En la exploración geofísica uno de los métodos adaptados para la Ingeniería Civil es el ensayo de sísmica de refracción; este permite conocer la profundidad de los diferentes estratos del suelo y establecer su estratigrafía de manera indirecta. Este ensayo calcula los tiempos de viaje de cada onda de compresión ( $V_p$ ), generados al aplicar una fuerza externa que va dirigida a diferentes puntos ubicados de manera estratégica a lo largo de la superficie del terreno creando finalmente una imagen que refleje los cambios de velocidades de los diferentes estratos del suelo. Con el estudio de las Ondas Rayleigh o método MASW se obtiene una curva de dispersión que permite conseguir perfiles de velocidades de ondas cortantes ( $V_s$ ) con respecto a la línea de refracción fijada hasta profundidades de 30 metros.

El análisis de la onda de superficie se lleva a cabo típicamente con tres pasos secuenciales: adquisición de datos sísmicos (Sismogramas), transformación (dispersión curva

de estimación), y de inversión (optimización de parámetros del modelo). Todos estos pasos pueden implementarse con diferentes estrategias. (Foti, y otros, 2018)

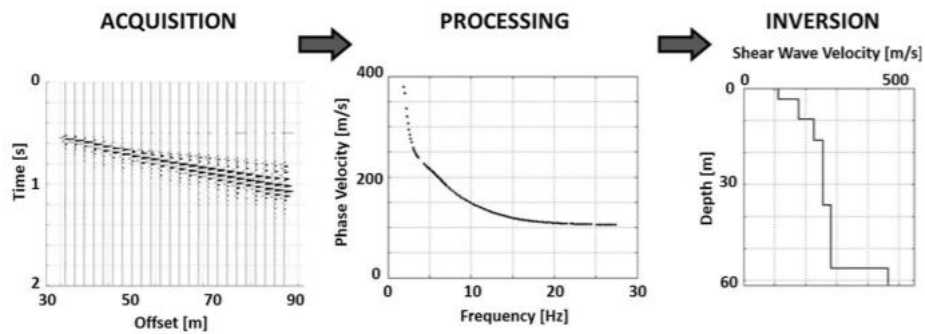


Ilustración 6: Procedimiento para estimar la velocidad de corte ( $V_s$ )

Fuente: (Foti, y otros, 2018)

#### 2.3.2.4.1 Principios y leyes fundamentales

Durante el proceso de refracción existen fundamentos esenciales que intervienen en el análisis de las ondas de comportamiento sísmico.

Huygens en su principio establece que “Todos los puntos de un frente de onda actúan como puntos de origen para la producción de nuevos frentes de ondas que se extienden en todas las direcciones. El nuevo frente de ondas será la envolvente de todos los pequeños frentes de onda” (Naranjo & Dranichnikov, 2012).

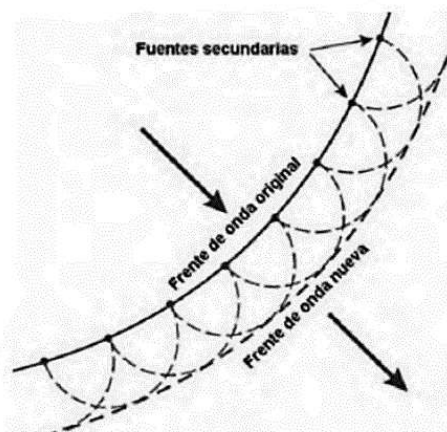


Ilustración 7: Frentes de onda propagadas de acuerdo a Huygens

Fuente: (Naranjo & Dranichnikov, 2012)

Fermat menciona en su principio lo siguiente “un rayo luminoso que va de un punto a otro sigue una trayectoria tal que, comparada con otras trayectorias cercanas, el tiempo que requiere para recorrerla es mínima” (Naranjo & Dranichnikov, 2012).

Cuando una onda elástica AB (Ilustración 8) golpea una discontinuidad en el subsuelo, correspondiendo está a un cambio notable en las propiedades elásticas de cada estrato, la onda es refractada, curvándose según la dirección BC. La magnitud de la desviación sigue la muy conocida ley de Snell, la cual es consecuencia del principio de la mínima acción de Fermat. La ley de Snell nos dice que “Una onda al atravesar un contacto, cuyos estratos tengan velocidades de propagación diferentes,  $V_1$  y  $V_2$ , es refractada de tal manera que se verifica la siguiente relación” (Orta, 1961):

$$\frac{\text{sen } i}{\text{sen } r} = \frac{V_1}{V_2}$$

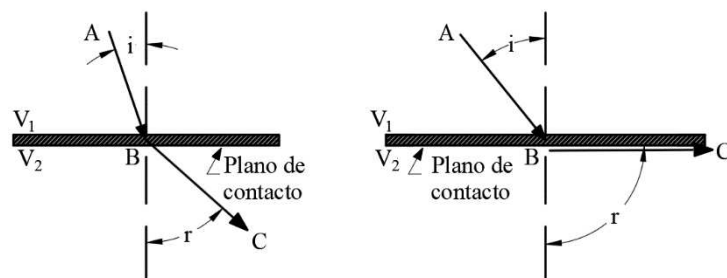


Ilustración 8: Ley de refracción  
Fuente: (Orta, 1961)

Donde:  $i$  = ángulo de incidencia (respecto a la normal) de la onda incidente sobre el contacto;  $r$  = ángulo de refracción (respecto a la normal) de la onda emergente del contacto;  $V_1$  = velocidad de transmisión de la onda elástica en el estrato superior;  $V_2$  = velocidad de transmisión de la onda elástica en el estrato inferior

En el caso en que el ángulo de refracción ( $r$ ) es igual a  $90^\circ$  la relación es la siguiente:

$$\text{sen } i = \frac{V_1}{V_2}$$

Cuando tal cosa ocurre se debe a que la onda o rayo incidente golpeó el contacto a un ángulo crítico, y como consecuencia la onda refractada sigue una trayectoria paralela y muy próxima bajo el contacto. Esto es de gran importancia en el método de refracción de la exploración sísmica. (Orta, 1961)

### 2.3.2.4.1 Ondas elásticas en depósitos de suelos

En los depósitos de suelos intervienen una serie de ondas elásticas, entre ellas las ondas sísmicas de cuerpo que viajan en la parte interior de la Tierra y las ondas superficiales que se desplazan a lo largo de la superficie terrestre. Las ondas de cuerpo están compuestas por las ondas primarias  $V_p$  que se propagan a una velocidad mayor (70-140%) que las ondas secundarias  $V_s$  (Ilustración 9). Con respecto a las ondas superficiales sobresalen en la geotecnia las de tipo Rayleigh (Díaz del Castillo, 2007).

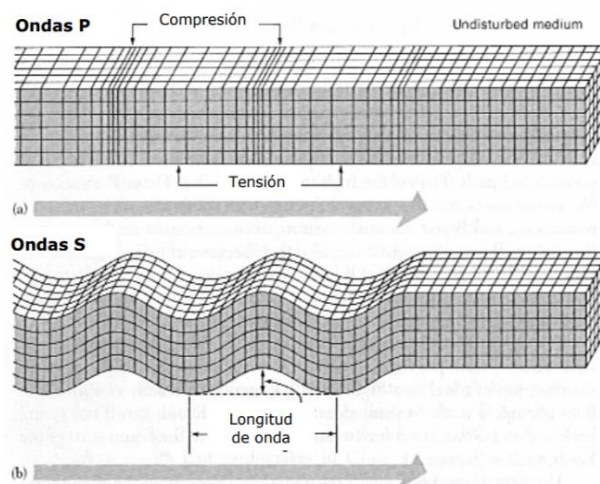


Ilustración 9: Ondas sísmicas de cuerpo: a) Onda P; b) Onda S  
Fuente: (Díaz del Castillo, 2007)

#### ✓ Ondas primarias (ondas P)

Son ondas de propagación mucho más veloces que las demás y esta alcanzaría una velocidad de 11 km/s, en lo profundo de la Tierra, se mueven entre las partículas que se desplazan hacia el mismo sentido de la onda, tiene la característica de propagarse por cualquier material sólido o fluido y esta transmite compresiones y dilataciones para la roca en la dirección de propagación. Las ondas de compresión o primarias tienen la capacidad de desplazarse en el interior de los estratos rocosos y sustancias líquidas como los mares o el magma de un volcán (Zhigie, 2016).

$$V_p = \sqrt{\frac{k + \frac{4}{3}\mu}{\rho}}$$

Donde:  $V_p$  = velocidad de onda primaria;  $k$  = cte. de incomprensibilidad;  $\mu$  = rigidez;  
 $\rho$  = densidad

✓ *Ondas secundarias (ondas S)*

Estas ondas se propagan o viajan con una velocidad menor a la “onda P” deformando los materiales al irse desplazando en la parte lateral de su trayectoria. Debido a este motivo estas ondas no pueden transmitirse en sustancias líquidas o gaseosas, entonces se dice que son transversales y su desplazamiento es perpendicular dirigiéndose en zigzag de lado a lado y de abajo hacia arriba y viceversa con dirección hacia dónde va la onda, por ello están unidos a la deformidad del suelo (Zhigue, 2016).

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{d}}$$

Donde:  $V_s$  = velocidad de onda secundaria;  $\mu$  = rigidez;  $d$  = densidad

✓ *Ondas Rayleigh*

Matthews (1996) menciona que “En un depósito de suelos perfectamente homogéneo, la onda Rayleigh viaja a una velocidad independiente de su longitud de onda. Sin embargo, si en el suelo hay estratos con rigideces, densidades o relaciones de Poisson variables, entonces la velocidad de la onda de Rayleigh dependerá de su longitud de onda” (Díaz del Castillo, 2007, pp. 10-11). Las ondas Rayleigh se propagan a velocidades cercanas al 93% de las ondas secundarias  $V_s$ .

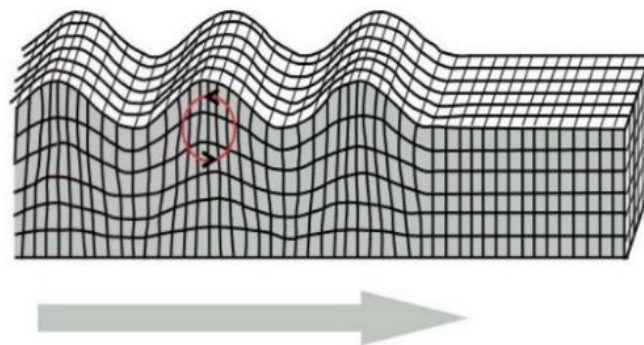


Ilustración 10: Onda de superficie tipo Rayleigh  
 Fuente: (Díaz del Castillo, 2007)

Existen métodos como el MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) que utilizan las ondas Rayleigh, su aplicación también cuenta con sensores (geófonos) alineados en el terreno y una fuente activa localizada a distancias conocidas como en el de la sísmica de refracción.

#### 2.3.2.4.2 Parámetros de adquisición para el análisis de ondas superficiales

En el diseño de adquisición interviene una matriz lineal de receptores con posición de disparo en línea con los receptores. La longitud de la matriz  $L$ , la separación del receptor  $\Delta X$  y el traslado de la fuente definen la geometría para una adquisición activa (Ilustración 11). La separación del receptor a lo largo de la matriz permanece constante.

Para un muestreo confiable de longitudes de ondas largas debe existir una apropiada longitud de matriz también llamada longitud de línea sísmica. Una línea MASW involucra utilizar 24 geófonos separados 2m entre geófonos, garantizando que el diseño estime una curva de dispersión confiable.

En el ensayo de campo se ejecutan 5 tiros o golpes sobre las líneas sísmicas, el golpe delantero y golpe inverso deben realizarse a 1m del primer y último geófono como se muestra en la Ilustración 11. Se utilizó el manual de usuario de PASI “Seismograph GEA24” Torino (2016) para ejecutar el ensayo de una manera correcta.

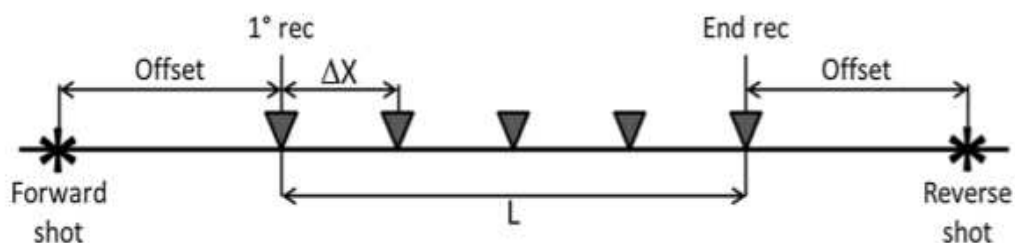


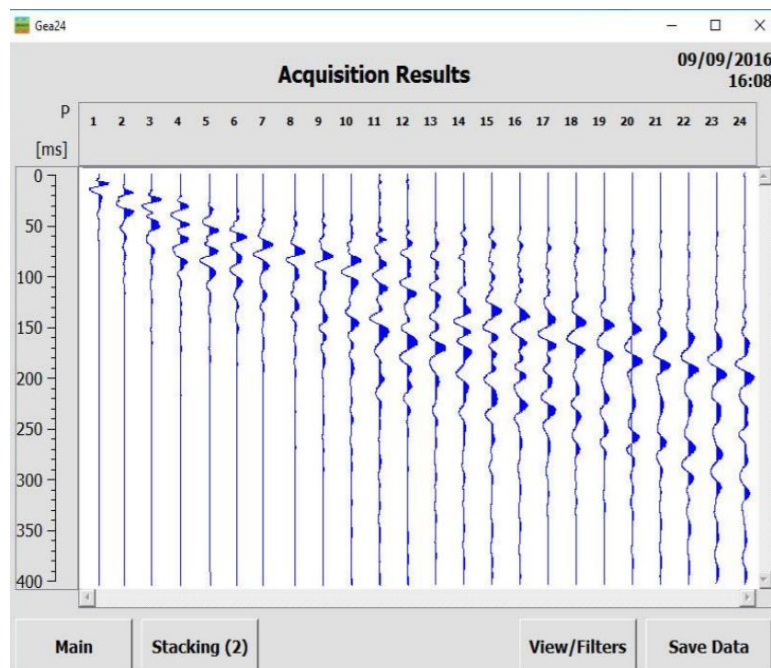
Ilustración 11: Geometría para una adquisición activa  
Fuente: (Foti, y otros, 2018)

#### 2.3.2.4.3 Equipo de Registro PASI “Seismograph GEA24”

La empresa italiana PASI es la encargada del diseño y ensamble del sismógrafo “GEA24” SW version 2.0.2, Firmware version 2.5, HW library version 2.6 que se utilizó en el

presente estudio. Este dispositivo consta de una unidad de control y uno o dos cables sísmicos de 12 canales, equipados con 12 tomas individuales y terminadas con conectores estándar Cannon NK2721C. El equipo puede ser conectado a una computadora portátil o tableta mediante un cable usb (PASI, 2016).

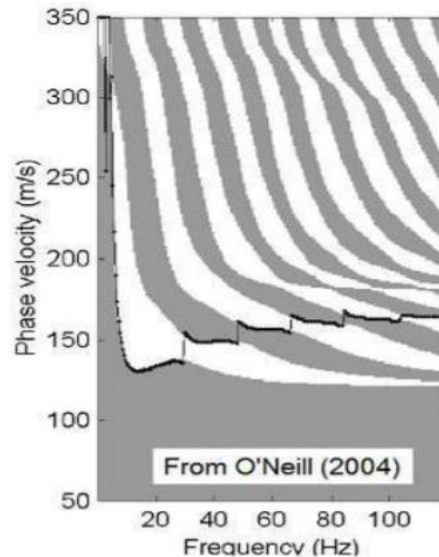
El software de Gea24 almacena los 5 tiros para combinarlos y obtener las señales resultantes de las líneas sísmicas. Los geófonos se ubican en el eje de las abscisas mientras que el tiempo de llegada de las ondas en milisegundos (ms) corresponden al eje de las ordenadas se indica en la Ilustración 12.



*Ilustración 12: Ventana de señal adquirida  
Fuente: (PASI, 2016)*

#### *2.3.2.4.4 Curva de dispersión e Inversion*

En la década de los 90, la definición de curva de dispersión aparente fue introducida para considerar los efectos multi-modal en su procedimiento de inversión, debido a que en su metodología inicial predominaba el modo fundamental ( $M_0$ ). La Ilustración 13 es un claro ejemplo de la presencia de diversos modos en una curva de dispersión (Correia Machuca, 2015).



*Ilustración 13: Presencia multi-modal en una curva de dispersión  
Fuente: (O'Neill, 2004)*

El análisis multicanal no calcula individualmente las velocidades de fase, pero marca un espacio ficticio para identificar las tendencias de dispersión en estas zonas donde la energía es acumulada mayormente. De manera tradicional, el modo fundamental del terreno ( $M_0$ ) ha sido utilizada para generar la curva de dispersión. Cuando la velocidad de una onda se propaga en una frecuencia única se denomina como velocidad de fase (Correia Machuca, 2015).

Dicho de otra manera, la curva de dispersión es la relación entre la velocidad de fase y la frecuencia, invertirla permite obtener un perfil de onda cortante ( $V_s$ ) hasta una determinada profundidad.

Se pueden utilizar varias herramientas de análisis de señales para la extracción de curvas de dispersión de datos experimentales. Siempre que la resolución espectral sea adecuada, la mayoría proporcionará información fiable. Se prefieren los métodos que se pueden implementar para proporcionar una extracción automatizada de la curva de dispersión, pero es necesaria una evaluación cuidadosa de la información obtenida. Las técnicas más populares son los métodos basados en transformaciones (( $f-k$ ) frequency–wavenumber & ( $f-p$ ) frequency–slowness). En este estudio se utilizó la técnica ( $f-k$ ), aplicando una transformada de

Fourier 2D en el tiempo y la distancia, es posible representar el campo de ondas en el dominio de frecuencia-número de onda ( $f - k$ ). (Foti, y otros, 2018)

El software Geopsy junto al módulo Dinver fueron utilizados para la interpretación de los datos del ensayo geofísico. Al invertir la curva de dispersión los parámetros de densidad y Poisson se mantienen por defecto en el módulo Dinver. Los datos de las velocidades de ondas de corte  $V_s$  deben ser ingresadas de acuerdo a las velocidades de fase que se analizaron en la curva de dispersión, en la cual sus resultados provienen de la interpretación adecuada de concentración de energía. Las velocidades de compresión se estiman entre un 60-70% mayor a las velocidades de corte.

Con los resultados de la refracción sísmica, es decir las ondas primarias  $V_p$  y ondas secundarias  $V_s$ , se puede obtener el tipo de suelo de cada estrato de acuerdo a las siguientes tablas:

<b>Tipo de suelo</b>	<b><math>V_p</math> (m/s)</b>	<b><math>V_s</math> (m/s)</b>
Suelo Intemperizado	240 - 610	144 - 366
Grava o arena seca	460 - 915	276 - 549
Arena saturada	1220 - 1830	732 - 1098
Arcilla saturada	910 - 2750	546 - 1650
Agua	1430 - 1665	858 - 999
Agua de mar	1460 - 1525	876 - 915
Arenisca	1830 - 3950	1098 - 2376
Esquisto, arcilla esquistosa	2750 - 4270	1650 - 2562
Yeso o Tiza	1830 - 3950	1098 - 2376
Caliza	2134 - 6100	1280 - 3660
Granito	4575 - 5800	2745 - 3480
Roca metamórfica	3050 - 7000	1830 - 4200

*Tabla 8: Valores promedio de  $V_p$  y  $V_s$   
Fuente: (ASTM D5777, 2000)*

<b>Tipo de suelo</b>	<b><math>V_p</math> (m/s)</b>	<b><math>V_s</math> (m/s)</b>
Ligero y seco	183 - 274	110 - 165
Arcilloso húmedo o Limoso	305 - 396	183 - 219
Arcilloso	396 - 610	238 - 366
Arcilla roja	497	298
Arena arcillosa semi-consolidada	381 - 655	228 - 393
Marga húmeda	762	457

Arcilla densa y húmeda según profundidad	914 - 1524	549 - 914
Escombros o grava	600 - 792	360 - 475
Arena cementada	853 - 975	512 - 585
Arcilla arenosa	975 - 1158	585 - 695

*Tabla 9: Valores promedio de  $V_p$  y  $V_s$  en materiales del subsuelo  
Fuente: (Redpath, 1973)*

## 2.4 Ensayos de laboratorio

Los ensayos geotécnicos permiten conocer las características del suelo; a través de los ensayos de laboratorio se puede determinar los parámetros geomecánicos y elásticos del suelo proporcionando datos necesarios que son la base para diseños en la construcción de cimentaciones de una obra civil. Para esto se debe contar con muestras representativas de cada estrato del terreno a estudiar. Es necesario conocer el manejo correcto de los equipos para obtener una interpretación adecuada de datos y obtener unos resultados confiables y útiles para lo que corresponda.

En esta investigación se determinará los parámetros físico-mecánicos y elásticos del suelo aplicando los ensayos y pruebas que describiremos a continuación.

### 2.4.1 Contenido de humedad (ASTM D 2216)

Es la relación en porcentaje del peso de agua que se encuentra presente en una muestra de suelo al peso de la parte sólida del material. La humedad natural es una de las características físicas que poseen los suelos, siendo de gran utilidad para la construcción civil, debido a que durante la ejecución de una obra rige el contenido de agua presente en un suelo. (Wilda, Olmer, Denia, & Carlito, 2016)

El ensayo de contenido de humedad o humedad natural es el primer ensayo que se debe realizar de manera inmediata una vez que la muestra llegue al laboratorio ya que de esta manera el riesgo de la pérdida de humedad debido a cualquier factor es mucho menor.

En este ensayo se usará como base la Norma ASTM 2216, misma que brinda el procedimiento correcto a seguir para obtener datos confiables. Para agilizar el proceso es necesario contar a mano con una balanza, varios recipientes y la muestra.

Primeramente, pesar cada recipiente vacío y colocar una muestra aproximada de 100 gramos de material en el horno con un tiempo mínimo de 18 horas o hasta que el peso sea constante. Cuando los recipientes se enfríen pesarlos y anotar los resultados, es importante tomar dos muestras para obtener un promedio teniendo en cuenta que la diferencia entre estas no debe variar del 2%. Se aplica la siguiente fórmula:

$$w (\%) = \frac{W_h - W_s}{W_s - W_t} * 100$$

Donde:  $w (\%)$  = contenido de agua;  $W_h$  = peso de la muestra húmeda más recipiente;  $W_s$  = peso de la muestra seca más recipiente;  $W_t$  = peso del recipiente

#### **2.4.2 Granulometría (ASTM D 422)**

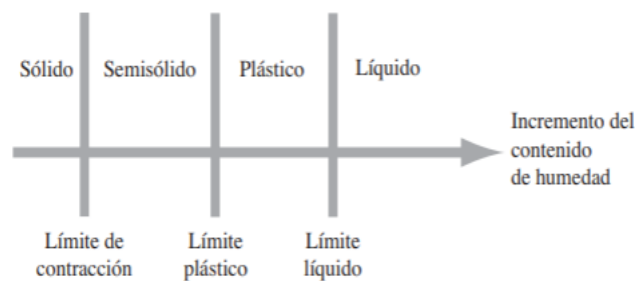
La granulometría del suelo es la distribución del tamaño de las partículas de un agregado analizado mediante la utilización de tamices. El análisis granulométrico de suelos es un ensayo importante al momento de obtener las características geotécnicas de un suelo, mediante la clasificación SUCS es posible determinar a qué grupo pertenecen. El método para determinar los porcentajes de material de grano fino o grueso que pasan a través de los tamices se rige a la norma ASTM D422.

El equipo necesario para realizar este ensayo consta de un juego de tamices normalizados, balanza con capacidad de 2000 gr, horno de secado, un vibrador mecánico, cronómetro y bandejas metálicas.

Para el procedimiento de acuerdo a la norma ASTM D422 se debe homogenizar la muestra de suelo con mucho cuidado y tomar aproximadamente 500 gr de material completamente seco para ser lavada con la finalidad de eliminar el material fino que pasa el tamiz N°200. Cuando el material ya ha sido lavado este debe secarse en el horno y ser ensayado aplicando la vibración mecánica de los tamices que están entre la malla N°4 y N°200. Finalmente se pesa el material que se retuvo en cada malla para obtener su porcentaje y elaborar la gráfica de la curva granulométrica.

### 2.4.3 Límites de Atterberg (ASTM D 4318)

El científico sueco Albert Mauritz Atterberg en el año 1900 describió una metodología para la consistencia de los suelos finos empleando distintas humedades. En suelos de grano fino puede presentarse minerales de arcilla causando que el suelo se remueva por la humedad sin deshacerse, esto se debe al agua adsorbida que se encuentra alrededor de las partículas de arcilla. Una humedad baja indica poca presencia de agua en los poros, provocando que el suelo sea poco deformable comportándose como un sólido quebradizo. Con una humedad alta el suelo y agua circulan como un líquido por una presencia alta de agua en los poros. Por tal motivo, puede definirse como límites de las humedades de un suelo de grano fino que caracterizan los estados de consistencia sólido, semisólido, plástico y líquido (Braja M., 2015).



*Ilustración 14: Límites de Atterberg*  
Fuente: (Braja M., 2015)

El contenido de humedad tiene mucha importancia en la transición de los estados y límites. Un cambio del estado sólido a semisólido se denomina como límite de contracción, cuando cambia de un estado semisólido a plástico se define como límite plástico, y de un estado plástico a líquido se convierte en el límite líquido.

Atterberg menciona que la plasticidad está en función del contenido de humedad de un suelo, y se define como la capacidad de resistencia que poseen los materiales ante deformaciones rápidas sin que se presenten cambios volumétricos significativos, sin tener rebote elástico y que no sufran agrietamientos y/o derrumbes. En relación a las arcillas si el contenido de agua es bajo se comporta con una resistencia muy alta sin embargo cuando el contenido de agua es alto se comporta como un material lodoso. (Osorio, 2010)

### 2.4.3.1 Límite líquido (LL)

El límite líquido es el porcentaje de agua en relación al peso de un suelo seco, cambiando de un estado plástico a líquido. En la determinación del límite líquido (LL) se emplea un aparato llamado cuchara de Casagrande que tiene por objetivo encontrar el porcentaje de agua necesaria en una muestra de suelo al dejar caer la cuchara 25 veces a una altura de 1cm para que la abertura del suelo se cierre. El cono de penetración es otra forma para determinar el límite líquido que es utilizada comúnmente en Europa y Asia.

### 2.4.3.2 Límite plástico (LP)

El límite plástico (LP) es el contenido de agua de un suelo, que se determina al formar sobre una superficie plana con ayuda de la palma de la mano cilindros de pequeños tamaños con 3mm diámetro y 25-30 mm de longitud. Cuando comienzan a existir fisuras significa que se ha llegado a la humedad de este límite.

### 2.4.3.3 Índice de plasticidad (IP)

El índice de plasticidad es determinado fácilmente cuando se cuenta con los valores del límite líquido y plástico, esta prueba es muy utilizada para caracterizar suelos cohesivos.

El índice IP se determina mediante la diferencia entre los límites líquido y plástico:

$$IP = LL - LP$$

Atterberg descubrió que el índice de plasticidad (IP) constituía una medida satisfactoria del grado plástico de un suelo, también recomendó que los límites líquidos y plásticos fueran la base para clasificar los suelos de comportamiento plástico. De acuerdo al valor IP los categorizó en los siguientes suelos: desmenuzables ( $IP < 1$ ), débilmente plásticos ( $1 < IP < 7$ ), medianamente plásticos ( $7 < IP < 15$ ). (Puy Santín, 2005)

Con la humedad natural del suelo y los límites de consistencia se puede determinar los índices de liquidez (IL) y consistencia (IC) con las siguientes fórmulas:

$$IL = \frac{w (\%) - LP}{LL - LP}$$

$$IC = \frac{LL - w (\%)}{LL - LP}$$

A continuación, la tabla 10 indica el tipo consistencia de un suelo con respecto al valor del índice de liquidez y la tabla 11 muestra el estado del suelo de acuerdo al índice de consistencia.

<b>IL</b>	<b>Consistencia</b>
1 - 0.8	Muy blando
0.8 - 0.65	Blando
0.65 - 0.4	Consistencia media
0.4 - 0.25	Duros
<0.25	Muy duros

*Tabla 10: Tipos de consistencia en función de IL  
Fuente: (Geotecnia, s.f.)*

<b>IC</b>	<b>Estado del suelo</b>
<0	Estado líquido
0 - 0.25	Semilíquido
0.25 - 0.5	Plástico muy blando
0.5 - 0.75	Plástico blando
0.75 - 1	Plástico duro
>1	Estado sólido

*Tabla 11: Estados del suelo en función de IC  
Fuente: (Geotecnia, s.f.)*

#### **2.4.4 Clasificación del suelo mediante SUCS (ASTM D 2487)**

Este método de clasificación para los suelos fue creado en 1942 por Casagrande en la universidad de Harvard. Para poder realizar la clasificación del suelo es necesario contar con el análisis granulométrico y los límites líquidos y plásticos del suelo.

Según la Norma ASTM D 2487 el suelo se puede clasificar en 2 categorías: suelos granulares (grava y arena) y suelos finos cuando el 50% o más de la muestra total pasa el tamiz N° 200. A continuación, en la Ilustración 15 se muestra la carta de plasticidad que se utiliza para la clasificación con este método:

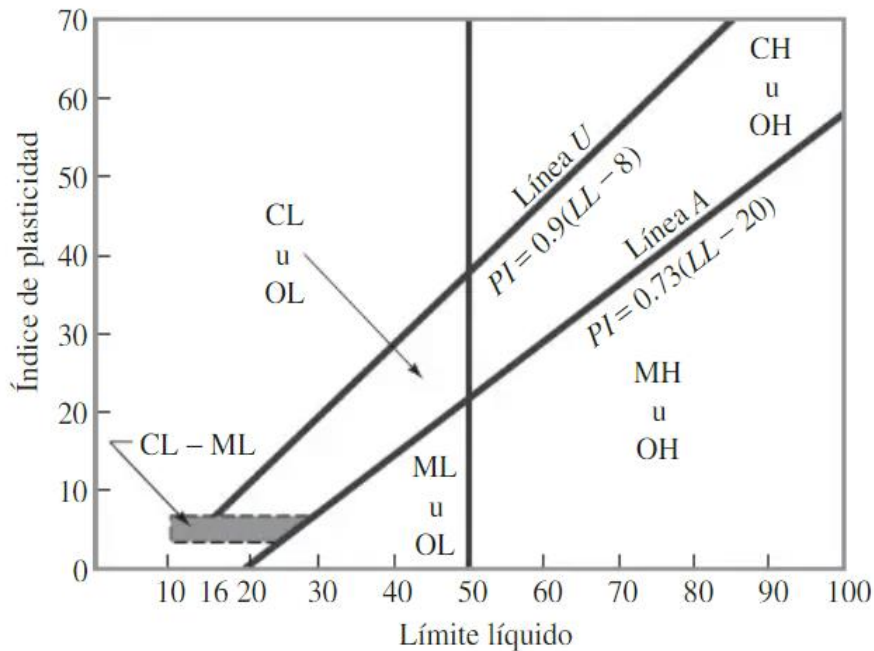


Ilustración 15: Carta de Plasticidad de Casagrande  
Fuente: (Braja M., 1985)

Las ilustraciones 16, 17 y 18 muestran los símbolos utilizados en la clasificación por el método SUCS para diferentes suelos:

Símbolo de grupo	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual a 6; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
SP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para SW
SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12); o índice de plasticidad menor que 4
SC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican arriba de la línea A (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
SC-SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
SW-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

Ilustración 16: Símbolo de grupo para arenas  
Fuente: (Braja M., 1985)

Símbolo de grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$ ; $PI > 7$ ; se grafica sobre o arriba de la línea $A$ (véase zona CL en la figura 2.12)
ML	Inorgánico; $LL < 50$ ; $PI < 4$ ; o se grafica debajo de la línea $A$ (véase la zona ML en la figura 2.12)
OL	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$ ; $LL < 50$ (véase zona OL en la figura 2.12)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$ ; $PI$ se grafica sobre o arriba de la línea $A$ (véase la zona CH en la figura 2.12)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$ ; $PI$ se grafica debajo de la línea $A$ (véase la zona MH en la figura 2.12)
OH	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$ ; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la figura 2.12)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la figura 2.12
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

*Ilustración 17: Símbolo de grupo para limos y arcillas*  
Fuente: (Braja M., 1985)

Símbolo de grupo	Criterios
GW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual que 4; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
GP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para GW
GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea $A$ (figura 2.12) o el índice de plasticidad menor que 4
GC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea $A$ (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
GC-GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
GW-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GM
GW-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GC
GP-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GM
GP-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GC

*Ilustración 18: Símbolo de grupo para gravas*  
Fuente: (Braja M., 1985)

#### 2.4.5 Pesos específicos

Generalmente se denomina peso específico a la división del peso para el volumen de un material, en el caso de los suelos se obtiene un peso específico húmedo y peso específico seco. Sus unidades se expresan en  $\text{g/cm}^3$ .

#### 2.4.5.1 *Peso específico húmedo ( $\gamma$ )*

Se determina al dividir el peso total del suelo incluyendo su presencia de agua con su volumen, como se observa en la siguiente fórmula:

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Donde: W = peso total del suelo; V = volumen total del suelo

#### 2.4.5.2 *Peso específico seco ( $\gamma_d$ )*

Se obtiene de la relación del peso de los sólidos con el volumen total del suelo, la fórmula que se presenta a continuación nos ayuda a calcular su valor:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

Donde:  $W_s$  = peso de los sólidos; V = volumen total del suelo

También se puede obtener el peso específico seco ( $\gamma_d$ ) empleando el valor del peso específico húmedo y su porcentaje de humedad:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w(\%)}{100}}$$

Donde: w (%) = porcentaje de humedad;  $\gamma$  = peso específico húmedo

#### 2.4.6 **Compresión Simple (ASTM D 2166)**

Este ensayo es uno de los más importantes en la mecánica de suelos, se aplica para ensayar suelos cohesivos, consiste en aplicar una carga axial a una muestra inalterada con un control de deformación y ver cuando falla, nos permite obtener rápidamente la cohesión de un suelo. Una gran ventaja es que el tiempo empleado es poco en comparación al ensayo triaxial, se puede tardar entre 5-10 minutos aproximadamente, otra importante es que es de fácil realización y utiliza un equipo sencillo.

En la ingeniería es muy importante este ensayo ya que nos permite conocer la resistencia a corte de suelo dando un valor de carga del suelo que es sumamente necesario para

las construcciones de cualquier obra, estos datos permiten conocer el comportamiento del suelo ayudando a sacar mejor provecho de la capacidad y estabilidad del mismo para lograr tener construcciones adaptadas de manera correcta al sitio de fundación.

En la Tabla 12 se pueden observar valores de cohesión para diferentes tipos de suelos realizados mediante el ensayo de compresión simple.

Tipo de terreno	Peso específico (gr/cm <sup>3</sup> )	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )
Arcilla	1.9	0.50 - 1.00
Arcilla difícil de amasar, dura	2.1	0.25 - 0.50
Arcilla fácil de amasar, blanda	1.8	0.10 - 2.50
Marga arenosa, rígida	2.3	2 - 7
Arcilla arenosa, dureza media	1.8	0.50 - 1
Arcilla arenosa, blanda	1.7	0.10 - 0.25
Limo	1.8	0.10 - 0.50
Fango orgánico blando, poco arcilloso	1.4	0.10 - 0.25
Fango blando muy arcilloso con abundante materia orgánica	1.3	1 - 2

Tabla 12: Valores típicos de la cohesión de acuerdo al terreno  
Fuente: (Pérez Valcárcel, s.f.)

#### 2.4.7 Corte Directo (ASTM D 3080)

“La resistencia al corte de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él” (Ensayo de corte directo, s.f.).

En un suelo es necesario conocer la resistencia de corte para estudiar varios problemas que podrían existir: suelos inestables, capacidades de carga, estabilización de taludes y efectos de empujes laterales en estructuras de contención. Casi en la totalidad de los problemas de estudios en subsuelos, es suficiente aproximar el esfuerzo de corte sobre la superficie de falla como una función polinómica de primer grado del esfuerzo normal (Ensayo de corte directo, s.f.):

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Donde:  $c$  = cohesión;  $\phi$  = ángulo de fricción interna

La prueba de corte directo consiste en colocar una muestra de suelo en una caja de corte de metal, las muestras de suelo pueden ser de sección cuadrada o circular. La fuerza normal

que actúa sobre la muestra proviene desde la parte de arriba de la caja, mientras que la fuerza de corte resulta de desplazar horizontalmente las cajas superior e inferior para ocasionar una falla en el suelo (Braja M., 2015).

Se debe obtener la curva esfuerzo deformación para determinar los valores de la resistencia máxima y la resistencia residual. Aplicando distintas presiones normales para el mismo tipo de suelo se grafica la envolvente de falla para así obtener los valores de cohesión y ángulo de fricción como se muestra en la Ilustración 19.

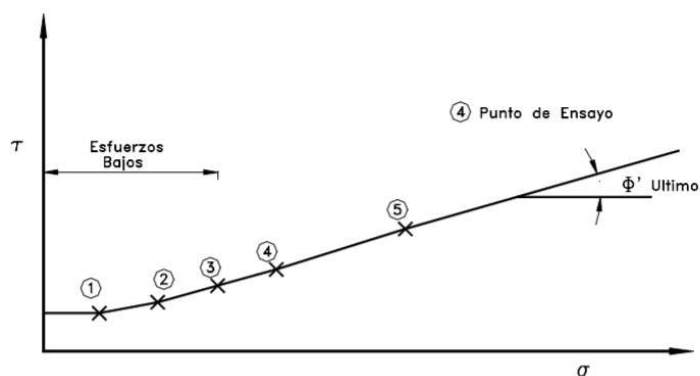


Ilustración 19: Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de corte directo  
Fuente: (Díaz Suárez, 1998)

#### 2.4.8 Compresión Triaxial (ASTM D 2850)

Este ensayo es uno de los métodos más confiables ya que es el más versátil para determinar propiedades de esfuerzo-deformación para estratos de suelo, información que no se obtiene en la prueba de corte directo. Con este ensayo se determina el esfuerzo cortante, siendo un aspecto de importancia en la geotecnia. La capacidad de soporte de diferentes estructuras como cimentaciones, taludes, muros de contención tienen implícito el valor de la resistencia al corte del suelo (Salas, 2011).

Para este ensayo se necesita un cilindro de la muestra inalterada de suelo con dimensiones aproximadamente iguales a la relación 1:2-2.5, esta muestra es confinada con una membrana dentro de una cámara a presión. Los esfuerzos que se producen en la cámara tanto lateral como axialmente son iguales ya que la presión ejercida por el agua es hidrostática. Las condiciones de drenado o tipo de ensayo dependen de los objetivos del ensayo, adicional a esto

se trata de aplicar las condiciones que sean las más parecidas a lo que pueda sufrir el suelo en la realidad. Existen tres tipos de ensayos:

- **Prueba consolidada drenada CD:** en esta prueba la presión de cámara permite un drenaje completo dando como resultado una presión de poros de agua igual a cero. Se aplica principalmente en suelos granulares (arenas).
- **Prueba consolidada no drenada CU:** en esta prueba la presión de cámara no permite un drenaje total, al aplicar un esfuerzo principal menor la presión de poros de agua es cero, este dato de la presión neutra se utiliza para determinar los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna.
- **Prueba no consolidada no drenada UU:** en esta prueba no es permitida la consolidación de la muestra por lo que la presión de poros provocada por la aplicación de un esfuerzo menor es diferente de cero. Se usa comúnmente con suelos tipo arcilla permitiendo obtener la resistencia de corte en suelos cohesivos saturados mediante los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna.

En la Tabla 13 se puede observar rangos representativos de ángulos de fricción interna de acuerdo al tipo de suelo y del ensayo triaxial a emplear:

Suelo	Tipo de Ensayo Triaxial		
	UU	CU	CD
<b>Grava</b>			
Tamaño mediano	40° - 55°		40° - 55°
Arenosa	35° - 50°		35° - 50°
<b>Arena</b>			
Suelta seca	28° - 34°		
Suelta saturada	28° - 34°		
Densa seca	35° - 46°		43° - 50°
Densa saturada	1° - 2° < densa seca		43° - 50°
<b>Limos o Limos arenosos</b>			
Sueltos	20° - 22°		27° - 30°
Denso	25° - 30°		30° - 35°
<b>Arcillas</b>	0° si está saturada	3 - 20°	20° - 42°

Tabla 13: Valores representativos del ángulo de fricción interna  $\phi$   
Fuente: (Bowles, 1997)

## 2.5 Geofísica aplicada en la geotecnia

### 2.5.1 Parámetros físicos

La humedad del suelo interviene de forma considerable al propagarse las ondas de compresión. Teniendo un estudio teórico de suelos, es posible valorar cuantitativamente la influencia del contenido de humedad en los aspectos sísmicos de esos estudios, por medio de la correlación. En los limos de los Urales, el contenido de humedad de los materiales se valoró con la fórmula mostrada a continuación (Naranjo & Dranichnikov, 2012):

$$w (\%) = 0.0105 * Vp + 4.65$$

### 2.5.1 Parámetros mecánicos

Según la experiencia de varios países en refracción sísmica, se puede determinar características mecánicas de los suelos como cohesión ( $c$ ) y ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) mediante correlaciones empíricas que están en función de  $Vp$  y  $Vs$ . Las siguientes correlaciones pertenecen al método ruso y fueron ensayados en suelos saprolíticos de los Urales y limos de loess del sur de Ucrania. Los parámetros mecánicos se valoraron de la siguiente manera (Naranjo & Dranichnikov, 2012):

$$\phi = 46.4 - 9.65 * \frac{Vp}{Vs}$$

$$c = 24 * 10^{-4} * Vp - 0.63$$

#### 2.5.1.1 Capacidad de carga

En el análisis para cimientos poco profundos de sección cuadrada la capacidad de carga puede ser estimada en función de la velocidad de onda cortante  $Vs$  con la expresión empírica propuesta por Tezcan, Ozdemir y Keceli (2009).

$$q_{adm} = 0,1 * \gamma * \frac{Vs}{n} * \beta$$

Donde:  $q_{adm}$  = capacidad de carga admisible ( $kN/m^2$ );  $\gamma$  = peso específico del suelo ( $kN/m^3$ );  $V_s$  = velocidad de onda cortante (m/s);  $n$  = factor de seguridad;  $\beta$  = factor de corrección para diferente anchura de la cimentación

Para suelos con  $V_s \leq 750$  m/s el factor de seguridad  $n = 4$ . Los valores de corrección  $\beta$  para diferente anchura de cimentación son los siguientes:

$$\beta = 1.00 \text{ para } 0 \leq B \leq 1.2m$$

$$\beta = 1.13 - 0.11B \text{ para } 1.2 \leq B \leq 3.00m$$

$$\beta = 0.83 - 0.01B \text{ para } 3.00 \leq B \leq 12m$$

El peso específico del suelo puede ser calculado mediante la expresión empírica:

$$\gamma = \gamma_0 + 0.002 * V_p$$

Para suelos arenosos, limosos y arcillosos sueltos el valor de  $\gamma_0 = 16$   $kN/m^3$

## **2.5.2 Parámetros elásticos**

Una vez que la propagación de las ondas sísmicas de compresión y corte se miden mediante métodos geofísicos para una subcapa particular en el campo, varios parámetros elásticos como relación de Poisson, módulo de Young y módulo de cizallamiento pueden obtenerse a partir de expresiones que están relacionadas con los valores de las ondas sísmicas  $V_p$  y  $V_s$  (Tezcan, Ozdemir, & Keceli, 2009).

### **2.5.2.1 Coeficiente de Poisson ( $\eta$ )**

Cuando se aplica una fuerza de compresión en un cuerpo o material se produce un acortamiento respecto a su eje, pero se extiende en el sentido perpendicular donde se generó dicha fuerza. El coeficiente de Poisson es un valor adimensional, se define como la relación que existe entre la deformación transversal y longitudinal de un cuerpo (Naranjo & Dranichnikov, 2012).

En función de las ondas sísmicas  $V_p$  y  $V_s$  el coeficiente de Poisson se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$\eta = \frac{Vp^2 - 2Vs^2}{2(Vp^2 - Vs^2)}$$

### 2.5.2.2 Módulo de elasticidad o módulo de Young (E)

En un material elástico la proporcionalidad entre las tensiones (compresión o tracción) y la deformación unitaria da origen al módulo de elasticidad (Naranjo & Dranichnikov, 2012).

En función de las ondas sísmicas  $Vp$  y  $Vs$  se puede obtener el módulo de Young donde interviene también la densidad del suelo para su cálculo:

$$E = \frac{\gamma}{g} Vs^2 \left( \frac{3Vp^2 - 4Vs^2}{Vp^2 - Vs^2} \right) \quad (kg/m^2)$$

En las tablas 14, 15 y 16 se presentan algunos valores de elasticidad respecto al tipo de características que posee cada suelo:

Suelo	Módulo de Elasticidad, E	
	Mpa	kg/cm2
<b>Arcilla</b>		
Muy suave	2 - 15	20 - 153
Suave	5 - 25	51 - 255
Media	15 - 50	153 - 510
Dura	50 - 100	510 - 1020
Arenosa	25 - 250	255 - 2550
<b>Arena</b>		
Limosa	5 - 20	51 - 204
Suelta	10 - 25	102 - 255
Densa	50 - 81	510 - 826
<b>Arena y grava</b>		
Suelta	50 - 150	510 - 1530
Densa	100 - 200	1020 - 2039
<b>Lutita</b>	150 - 5000	1530 - 50986
<b>Limo</b>	2 - 20	20 - 204

Tabla 14: Rangos de valores de módulo de elasticidad para diversos suelos  
Fuente: (Bowles, 1997)

Tipo de suelo	E (kg/cm <sup>2</sup> )
Suelos muy flojos o muy blandos	<80
Suelos flojos o blandos	80 - 400
Suelos medios	400 - 1000
Suelos compactos o duros	1000 - 5000
Rocas blandas	5000 - 80000

Rocas duras	80000 - 150000
Rocas muy duras	>150000

Tabla 15: Valores orientativos del módulo de elasticidad de suelos  
Fuente: Modificado del Código Técnico de la Edificación, CTE (2019)

Tipo de Suelo	$\mu$
Arcilla Saturada	0.40 - 0.50
Arcilla no Saturada	0.10 - 0.30
Arcilla arenosa	0.20 - 0.30
Limo	0.30 - 0.35
Arena, arena de grava	0.10 - 1.00
Arena usada comúnmente	0.30 - 0.40
Roca	0.10 - 0.40 (depende del tipo de roca)
Hormigón	0.15
Acero	0.33

Tabla 16: Rangos de valores para la relación de Poisson  
Fuente: (Bowles, 1997)

### 2.5.2.3 Módulo de rigidez o cizallamiento ( $G$ )

Es el esfuerzo de tensión que actúa de forma paralela a la sección produciendo un alargamiento por fractura; esta expresado por el ángulo de alargamiento que se crea por el plano original de la sección y el plano alargado por la tensión actuante paralelamente a la sección (Naranjo & Dranichnikov, 2012).

En función de la propagación de onda cortante Vs el módulo de rigidez se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$G = \frac{Y}{g} V_s^2 \quad (kg/m^2)$$

## 2.6 Capacidad de carga en cimentaciones - método convencional

Se define como una cimentación superficial cuando la relación profundidad de desplante ( $D_f$ ) y ancho del cimiento ( $B$ ) es menor o igual a 4 como se indica a continuación:

$$\frac{D_f}{B} \leq 4$$

La capacidad de carga es la presión en la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes e imprescindibles, sobrepasar la misma conlleva a la falla del suelo. Una cimentación

superficial debe garantizar seguridad contra la falla general por corte y no presentar asentamientos excesivos (Braja M., 2012)

“La capacidad de carga última  $q_u$ , representa al esfuerzo total que puede ser aplicado a nivel de la cimentación para alcanzar la condición de falla del sistema suelo-cimentación” (NEC-SE-GC, 2015, p. 48). La capacidad de carga admisible es aquella que se aplica a una cimentación considerando un factor de seguridad que garantice la funcionalidad de la estructura.

## **2.6.1 Tipos de falla por capacidad de carga**

### ***2.6.1.1 Falla general por corte***

El deslizamiento de la capa superficial es constante desde el extremo de la cimentación hasta la zona inicial del suelo en el lado contrario. Es una falla inesperada y desastrosa, el cimiento se inclina de forma substancial y el suelo se expande alrededor del cimiento. Los suelos que presentan este tipo de falla son las arenas densas y suelos cohesivos rígidos (Durán, 2015).

### ***2.6.1.2 Falla local por corte***

La superficie de falla no es completa a pesar de formarse cuñas bajo la cimentación. El suelo presenta características de hinchamiento y asentamiento (Durán, 2015).

### ***2.6.1.3 Falla por corte punzonado***

La cimentación se mueve de forma vertical porque el suelo se comprime en la parte baja de esta. Cerca de la cimentación se produce la rotura del suelo originada por corte. La zona inicial del suelo alrededor del cimiento no se altera de modo que no se visualizan cambios de posición anteriores a la rotura. La falla por corte punzonado se da en arenas medias-flojas y arcillas suaves (Durán, 2015).

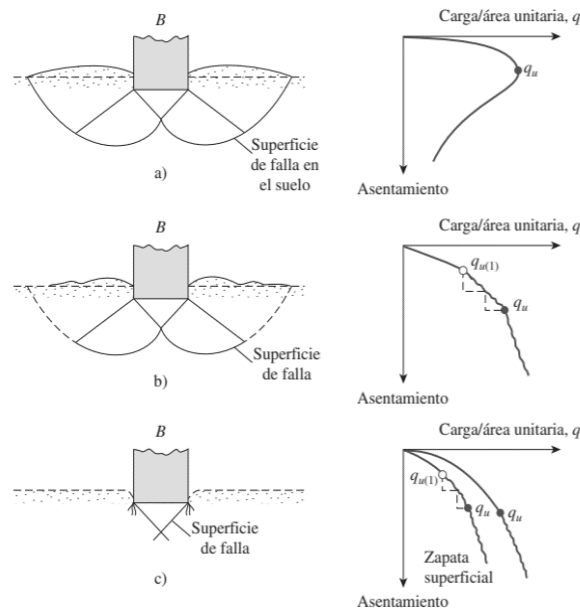


Ilustración 20: Naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo: a) Falla general por corte; b) Falla local por corte; c) Falla por corte punzonado  
Fuente: (Braja M., 2012)

## 2.6.2 Teoría de Terzaghi de la capacidad última de carga

Terzagui en 1943 planteó un conjunto de ideas para determinar la capacidad de carga del suelo, desde entonces se han hecho una serie de modificaciones hasta llegar a establecer fórmulas que permitan determinar dicha capacidad del suelo en función de la forma que tenga la cimentación.

Las fórmulas mostradas en Tabla 17 son aplicables cuando existe una falla general por corte, como se mencionó anteriormente este tipo de falla ocurre en un suelo cohesivo rígido.

Tipo de cimentación	Fórmula de cálculo
Cimiento corrido	$q_u = \zeta N_c + \gamma D f N_q + 0.5 \gamma B N_y$
Zapata Cuadrada	$q_u = 1.3 \zeta N_c + \gamma D f N_q + 0.40 \gamma B N_y$
Zapata Circular	$q_u = 1.3 \zeta N_c + \gamma D f N_q + 0.30 \gamma D N_y$

Tabla 17: Fórmulas de Terzagui para la capacidad última de carga  
Fuente: (Braja M., 2012)

Donde:  $q_u$  = capacidad de carga última;  $\zeta$  = cohesión del suelo;  $\gamma$  = peso específico del suelo;  $D_f$  = profundidad de la cimentación;  $B$  = ancho de la cimentación;  $D$  = diámetro de la cimentación circular;  $N_c, N_q, N_y$  = Factor adimensional de capacidad de carga.

A continuación, en la Tabla 18 se presentan los factores de capacidad de carga para los ángulos de fricción interna que van desde 0° hasta 50°. Los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  fueron determinados por Terzaghi mientras que  $N_y$  por Kumbhojkar (1993).

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_y$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_y$
0	5.7	1	0	26	27.09	14.21	9.84
1	6	1.1	0.01	27	29.24	15.9	11.6
2	6.3	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.7
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.1	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.2	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.6	2.21	0.35	34	52.64	36.5	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.8	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.5	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.6	5.45	2.18	43	134.58	126.5	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.6
19	16.56	6.7	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.8	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.4	7.08	50	347.5	415.14	1072.8
25	25.13	12.72	8.34				

Tabla 18: Factores de capacidad de carga  
Fuente: (Braja M., 2012)

La ecuación de Terzagui es utilizada por varios ingenieros, porque brinda resultados confiables considerando la falta de información de la condición del suelo en distintos emplazamientos (Braja M., 2012)

Terzaghi plantea la capacidad de carga bruta de la cimentación en función de las fórmulas expuestas en la Tabla 17, para determinar la capacidad admisible real que tiene la cimentación se debe utilizar un factor de seguridad, el mismo que depende de la jerarquía de la obra.

La capacidad de carga admisible será obtenida mediante:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:  $q_u$  = capacidad de carga ultima; FS = factor de seguridad

Según la metodología a utilizar en base al criterio de resistencia al corte existen los siguientes factores de Seguridad Indirecta Mínimos (FSIM) para la capacidad portante de cimientos superficiales.

CONDICIÓN	F.S.I.M ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3
Carga Muerta + Carga Viva Máximo	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Máximo + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

*Tabla 19: Factores de Seguridad Indirecta Mínimos  
Fuente: (NEC-SE-GC, 2015)*

En la Tabla 19 las condiciones representadas son combinaciones de carga de trabajo o servicio, para calcularlas se debe tomar en cuenta el capítulo de Cargas No Sísmicas de la Norma Ecuatoriana de Construcción, donde existen valores referenciales de los pesos de las cargas vivas y muertas, que junto a la geometría del tipo de obra a ejecutar permiten obtener las cargas actuantes. La NEC 2015 manifiesta que el 60% de la aceleración máxima en el terreno es el valor correspondiente de la carga pseudo estática. En esta investigación se utilizará el FS=3 de la primera combinación de carga (Carga muerta + Carga viva normal) debido a que presenta mayor confiabilidad al momento de asegurar que el suelo soporte las cargas efectuadas por la estructura. Los valores de FS en las otras condiciones se aproximan más a la capacidad de falla del sistema suelo-cimentación por ello se descarta en el análisis.

La carga muerta está constituida por el peso de cada uno de los elementos que forman una estructura, los cuales actúan de manera permanente en la estructura. Estos elementos pueden ser: paredes, muros, instalaciones eléctricas, sanitarias y todo aparato que se encuentre fijo en la estructura (NEC-SE-CG, 2015).

La carga viva es una carga no permanente, depende del servicio que vaya a brindar la construcción, y se componen por el peso de gente, aparatos móviles o transitorios, muebles, entre otros. Una carga viva normal permite la reducción de la carga viva por medio de un factor de reducción, mientras que una carga viva máxima no considera dicho factor (NEC-SE-CG, 2015).

### 2.6.3 Solución de Skempton

Pensando en términos de longitud de la superficie de falla, una cimentación más profunda tendría una superficie de mayor desarrollo que otra menos profunda y, por tanto, la cohesión del suelo trabajaría más. Skempton determinó, experimentalmente y con cierto criterio intuitivo, que el valor de  $N_c$  queda afectado por el  $D_f$  de la cimentación, creciendo, hasta cierto límite, a medida que la profundidad de  $D_f$  aumenta. (Crespo Villalaz, 2004)

Skempton propuso que para suelos puramente cohesivos ( $\phi=0$ ) la capacidad de carga última se calcula con una expresión similar a la de Terzaghi:

$$q_u = \zeta N_c + \gamma D_f$$

Donde:  $q_u$  = capacidad de carga última;  $\zeta$  = cohesión del suelo;  $\gamma$  = peso específico del suelo;  $D_f$  = profundidad de la cimentación;  $N_c$  = factor de capacidad de carga

En la Tabla 20 se indican los valores del factor de capacidad de carga  $N_c$  propuestos por Skempton:

Df/B	Nc	
	Zapata circular o cuadrada	Zapata continua
0.00	6.20	5.14
0.25	6.70	5.60
0.60	7.10	5.90
0.75	7.40	6.20
1.00	7.70	6.40
1.60	8.10	6.80
2.00	8.40	7.00
2.50	8.60	7.20
3.00	8.80	7.40
4.00	9.00	7.50
>4.00	9.00	7.50

Tabla 20: Valores  $N_c$  propuestos por Skempton  
Fuente: (Crespo Villalaz, 2004)

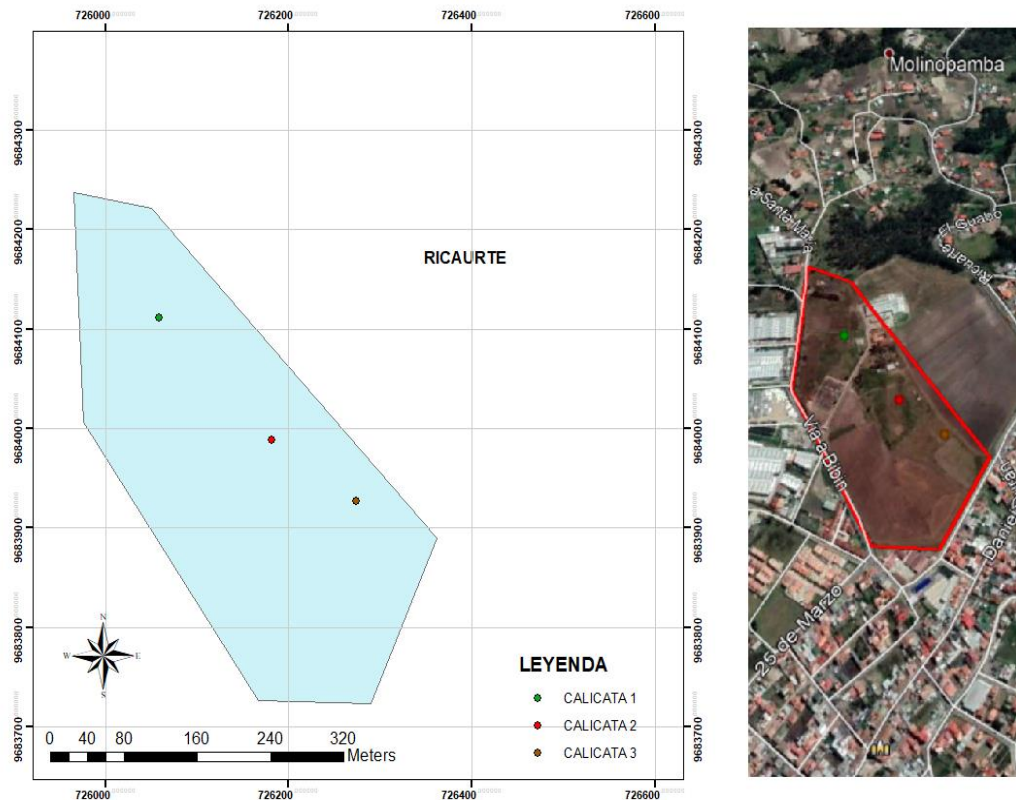
En este trabajo de investigación se determina la capacidad de carga para cimientos superficiales con el método de Terzagui, en la zona de estudio predominan los suelos cohesivos rígidos, por tal motivo existirá una falla general por corte. La solución de Skempton también brinda una buena metodología de análisis, pero tienen mayor relevancia en el caso de cimentaciones profundas, sin embargo, no se descarta en el estudio y será obtenido cuando en un suelo el ángulo de fricción ( $\phi$ ) sea igual a cero.

## CAPITULO III: ENSAYOS GEOTÉCNICOS Y GEOFÍSICOS

### 3.1 Ensayos Geotécnicos

#### 3.1.1 Calicatas

A continuación, se muestra un mapa con la ubicación de los puntos donde se realizaron las excavaciones de las calicatas para la obtención de muestras alteradas e inalteradas:



*Ilustración 21: Mapa de ubicación de calicatas*

*Fuente: Los Autores*

Los puntos seleccionados son estratégicamente ubicados de manera que cubran las 11 hectáreas de la zona de estudio, y así poder obtener muestras de suelo que reflejen la variedad de tipos y estratos de la zona.

La Tabla 21 muestra las coordenadas UTM de ubicación de cada calicata y la profundidad de cada una.

Calicata	Este	Norte	Profundidad (m)
1	726058.3	9684111.3	4.5
2	726181.7	9683988.2	4.3
3	726274.2	9683926.6	4.5

*Tabla 21: Coordenadas de la ubicación de las calicatas*

*Fuente: Los Autores*

En esta investigación no se diseñará ningún tipo de obra civil, por tal motivo los sondeos exploratorios se realizan con la categoría baja de la unidad de construcción presentada en la Tabla 3 del capítulo anterior. Esta categoría especifica que la profundidad mínima de sondeos debe ser 6m, pero el equipo mecánico empleado alcanzó profundidades máximas de 4.5m, sin embargo, se cumplió con el número mínimo de sondeos.

Se utilizó una retroexcavadora con una cuchara de 60cm para las excavaciones, con un total de 3 calicatas ubicadas de manera estratégica en puntos clave de la zona tratando de afectar lo menos posible al terreno. A continuación, en la Ilustración 22 se observa la extracción de una muestra inalterada y la estratigrafía de una calicata a cielo abierto.



*Ilustración 22: Vista de la estratigrafía de la calicata 1*  
*Fuente: Los Autores*

Para la recolección de muestras del terreno se realiza el siguiente proceso:

- Excavar un agujero con dimensiones de 1.5x1.5 metros y con una profundidad aproximada de 4.5 metros, esta puede variar según los estratos que se presenten y

según las condiciones que dependen de la necesidad o el objetivo del estudio geotécnico.

- Obtener dos muestras inalteradas de cada estrato diferente según vaya cambiando por la profundidad, cubrirlas o guardarlas correctamente para impedir la pérdida de humedad ya que estas sirven para obtener el contenido de humedad.
- Cuando ya se ha finalizado la excavación se debe observar cuidadosamente las paredes de la calicata con el fin de identificar la estratigrafía del suelo, para una mejor comprensión y para recordar es necesario realizar un dibujo con las características notables de los estratos y se debe tomar las alturas de cada uno.

Siempre que se aplique este método es necesario anotar los datos importantes de las calicatas como su ubicación y la profundidad que dependerá de los requerimientos de la investigación. La cantidad de muestra a tomar debe ser según lo que se vaya a realizar en el laboratorio, se debe proteger la muestra con una funda para que mantenga su humedad hasta ser llevada al laboratorio para sus respectivos ensayos. (Bowles, 1978)

Las muestras alteradas son aquellas que no conservan las condiciones del sitio donde fueron extraídas ya que es necesario alterar la estructura del suelo para extraerlas.

Se observó que existían dos estratos en cada calicata dando un total de 6 muestras alteradas, las cuales se obtuvieron con ayuda de la retroexcavadora, una pala y sacos para guardar las muestras y así obtener el contenido de humedad, realizar el ensayo de granulometría y límites de Atterberg. Para la extracción de las muestras alteradas se recolecta aproximadamente 40 kg de suelo por cada estrato, sin embargo, solo se utiliza una parte de esa cantidad.

A continuación, la Tabla 22 describe los espesores de cada estrato en las que se obtuvo las muestras.

Calicata	Estrato	Espesor (m)	Inspección visual
1	Estrato 1	1.20	Contiene agregados de arcilla y limos, no se visualizó la existencia de grava ni de raíces vegetales, no tenía olor, el suelo era de un color café con amarillo, al tomar una muestra en la mano se observó que tenía un bajo contenido de humedad y una plasticidad baja.
	Estrato 2	2.60	Contiene agregados de arcilla en su mayoría con un mínimo de agregados gruesos (grava), tiene un color café claro sin presencia de raíces vegetales y de acuerdo a un poco de muestra se pudo notar que su contenido de humedad era bajo y por su consistencia parecía tener una plasticidad baja.
2	Estrato 1	1.10	Está compuesto principalmente por material limoso arcilloso, de color gris claro, no existe presencia de raíces vegetales, por su textura al tacto su contenido de humedad es bajo y por su consistencia tiene una plasticidad baja.
	Estrato 2	2.60	Está compuesto por limos arenosos, sin presencia de grava, por su color café claro se entiende que no es rico en minerales y nutrientes, por el tacto de un poco de suelo se deduce que tiene un contenido de humedad bajo y por su consistencia tiene una plasticidad muy baja.
3	Estrato 1	2.80	Contiene arcilla con algo de arena, por su color gris se entiende que tiene alto contenido de hierro, y por el tacto del suelo su contenido de humedad no es tan bajo y por su consistencia tiene una plasticidad alta.
	Estrato 2	1.30	Contiene en su mayoría agregados de limos y arcilla, pero una ausencia total de materiales gruesos (grava), con un color gris opaco sin olor, y según su muestra en la mano su contenido de humedad no es tan bajo comparado a los otros estratos y tiene una plasticidad media.

*Tabla 22: Muestras Alteradas*

*Fuente: Los Autores*

En las ilustraciones 23, 24 y 25 se observa las muestras alteradas de cada estrato de las diferentes calicatas.



*Ilustración 23: Muestras alteradas de la calicata 1*

*Fuente: Los Autores*



*Ilustración 24: Muestras alteradas de la calicata 2  
Fuente: Los Autores*



*Ilustración 25: Muestras alteradas de la calicata 3  
Fuente: Los Autores*

Las muestras inalteradas son aquellas que conservan las condiciones originales del sitio donde fueron extraídas, para esto es muy importante la conservación de humedad y el debido cuidado al momento de transportar la muestra.

Para la obtención de estas muestras como ya se describió en el literal anterior es importante conservar la humedad, ya que con estas muestras se realizarán los ensayos de compresión simple, corte directo y corte triaxial.

Se obtuvieron en total 3 muestras inalteradas, una por cada calicata como se describe en la Tabla 23, las profundidades fueron consideradas de manera que la muestra sea representativa.

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Inspección visual
1	Muestra 1	3.60	Es un material de consistencia dura, compuesto por arcillas y arenas con ausencia de grava, sin existencia de raíces vegetales, que tiene un color café claro, sin presencia de olor, y con una humedad y plasticidad baja.
2	Muestra 1	3.48	Es un material compuesto por limos en su mayoría y un poco de arcilla, no existe presencia de raíces vegetales y tampoco se percibe algún olor, su contenido de humedad es relativamente bajo al igual que su plasticidad.
3	Muestra 1	2.50	Es un material compuesto por arcilla en su mayoría, con una consistencia dura, de color gris y con un contenido de humedad no tan bajo, pero se observó una plasticidad media.

*Tabla 23: Muestras Inalteradas*

*Fuente: Los Autores*


En Ilustración 26 la muestra inalterada es extraída en forma de bloque para ser transportada a laboratorio y realizar los ensayos correspondientes.



*Ilustración 26: : Extracción de muestra inalterada calicata 3*

*Fuente: Los Autores*


Las tablas 24, 25 y 26 indican los datos básicos observados directamente en campo cuando se ejecutaron las excavaciones; como los estratos que las componen con las diferentes profundidades a las que se encuentra cada uno, el espesor de la capa vegetal y la profundidad a la que se extrajo la muestra inalterada.

<b>Identificación:</b>	CALICATA 1	
<b>Coordenadas de Ubicación:</b>	726058.30 ; 9684111.30	
<b>Profundidad total:</b>	4.50 metros	
<b>Espesor:</b>	Capa vegetal	0.70 metros
	Estrato 1	1.20 metros
	Estrato 2	2.60 metros
<b>Profundidad muestra Inalterada:</b>	3.60 metros	
<b>Observaciones:</b> sin ninguna observación.		
<b>Fotografías:</b>		
		

*Tabla 24: Calicata 1  
Fuente: Los Autores*

<b>Identificación:</b>	CALICATA 2	
<b>Coordenadas de Ubicación:</b>	726181.70 ; 9683988.20	
<b>Profundidad total:</b>	4.30 metros	
<b>Espesor:</b>	Capa vegetal	0.60 metros
	Estrato 1	1.10 metros
	Estrato 2	2.60 metros
<b>Profundidad muestra Inalterada:</b>	3.48 metros	
<b>Observaciones:</b> se realizó una primera excavación y por el nivel freático por la presencia de una pequeña quebrada se tuvo que mover a unos 50 metros al este, ya que la calicata se lleno de agua inmediatamente.		
<b>Fotografías:</b>		
		

Tabla 25: Calicata 2  
Fuente: Los Autores

<b>Identificación:</b>	CALICATA 3	
<b>Coordenadas de Ubicación:</b>	726274.20 ; 9683926.60	
<b>Profundidad total:</b>	4.50 metros	
<b>Espesor:</b>	Capa vegetal	0.40 metros
	Estrato 1	2.80 metros
	Estrato 2	1.30 metros
<b>Profundidad muestra Inalterada:</b>	2.50 metros	
<b>Observaciones:</b> sin ninguna observación.		
<b>Fotografías:</b>		
		

*Tabla 26: Calicata 3  
Fuente: Los Autores*

### 3.1.2 Contenido de humedad

En la Tabla 27 se muestran los resultados de las humedades, se puede notar que no son tan similares, teniendo una mínima de 10.29 y una máxima de 16.10 con un promedio de 13.14 en los estratos del suelo.

Calicata	Estrato	Espesor (m)	Humedad w%	Promedio
1	1	1.20	13.47	13.64
			13.81	
	2	2.60	15.46	15.58
			15.69	
2	1	1.10	13.19	13.10
			13.00	
	2	2.60	12.88	13.09
			13.29	
3	1	2.80	16.30	16.10
			15.90	
	2	1.30	10.12	10.29
			10.47	

Tabla 27: Contenido de humedad de muestras inalteradas

Fuente: Los Autores

### 3.1.3 Granulometría

El análisis granulométrico es el ensayo que permite conocer el tipo de suelo según las cantidades de partículas que se queden retenidas en los diferentes tamices, esto proporciona información de los tamaños de las partículas para posteriormente realizar la clasificación del suelo. La granulometría primeramente permite separar la parte gruesa de la fina, sin embargo, cuando se trata solo de finos esto se puede deducir de inmediato en campo con inspección visual.

Para este ensayo se aplicó la Norma ASTM D 422 con el siguiente procedimiento:

Se necesita de una balanza, recipientes medianos y recipientes pequeños. Es importante que la muestra de suelo sea representativa y cabe recalcar que para la presente investigación existirá solo una granulometría de gruesos y finos, para el resto solo se realizó granulometría de finos, por ello la cantidad de muestra necesaria es de 500 gramos y antes de empezar con el ensayo se recoge un poco de muestra en los recipientes pequeños para las humedades.



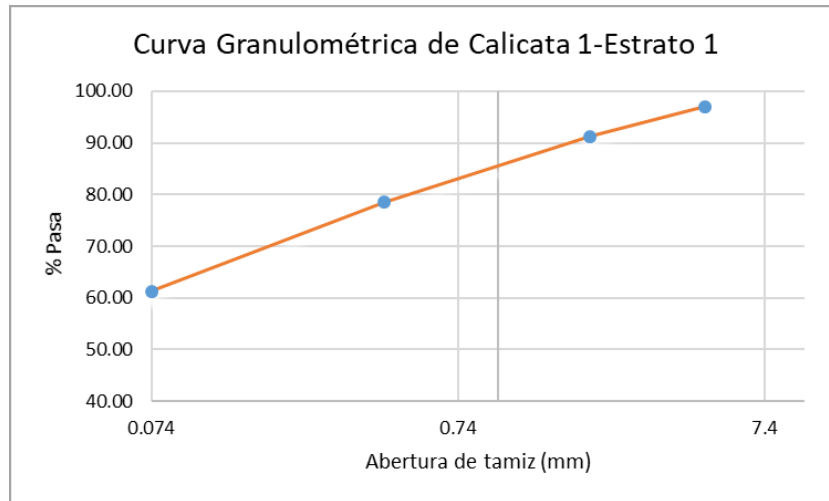
*Ilustración 27: Toma de humedades de las muestras  
Fuente: Los Autores*

Se procede al lavado usando como base el tamiz N° 200 para que retenga el material fino y este proceso se realiza hasta que la muestra ya no se note sucia o el agua se vea transparente comprobando que esté totalmente limpia.

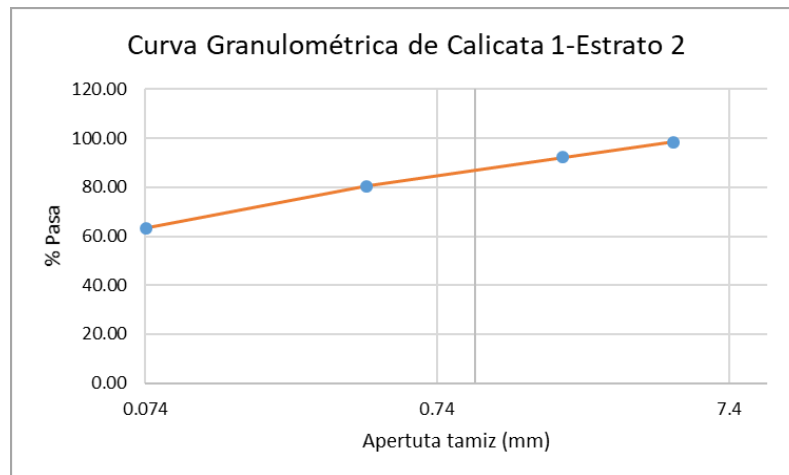
Hay que llevar la muestra limpia al horno por un tiempo mínimo de 18 horas hasta que esté completamente seca para que su peso sea constante y se procede a realizar el tamizado usando el método de la agitación mecánica con los tamices metálicos ubicados desde la parte superior a inferior con el siguiente orden N° 4, N° 10, N° 40, N° 200 y el tamiz de fondo.

El material retenido en cada tamiz debe ser pesado para obtener los porcentajes de pesos retenidos acumulados, al final se realiza una tabla con la sumatoria de pesos para comprobar que sea igual al peso inicial o según la norma puede tener un error del 2% con respecto al peso inicial antes del ensayo.

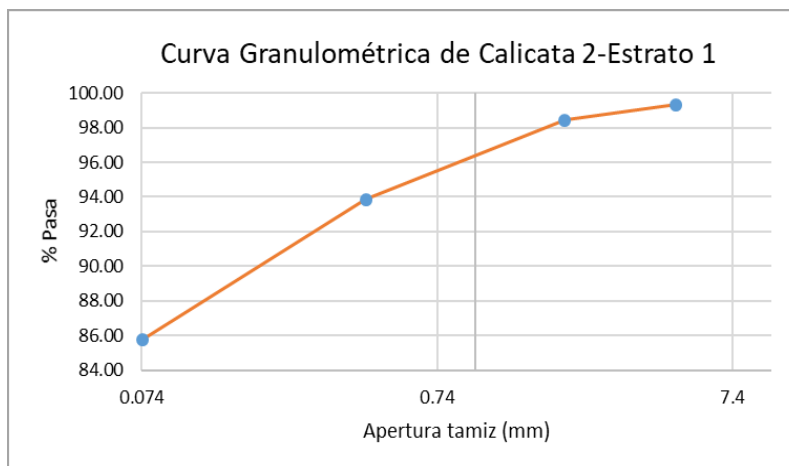
A continuación, se muestran las ilustraciones obtenidas de la distribución granulométrica de cada estrato de las calicatas:



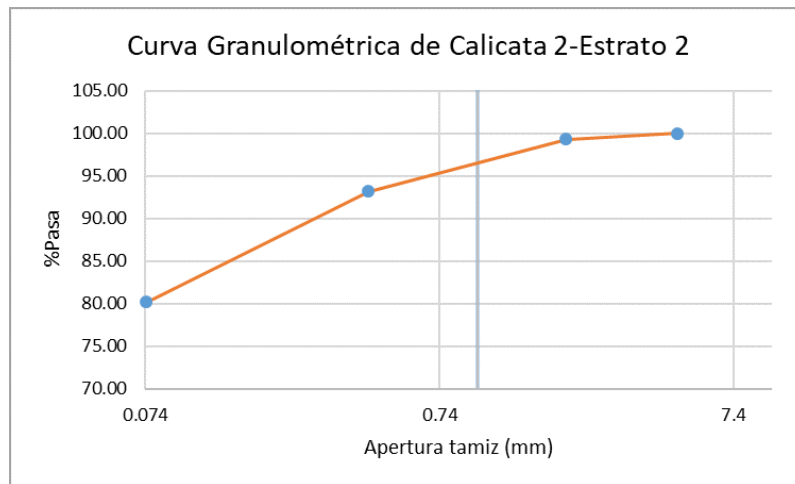
*Ilustración 28: Curva granulométrica calicata 1 - estrato 1*  
Fuente: Los Autores



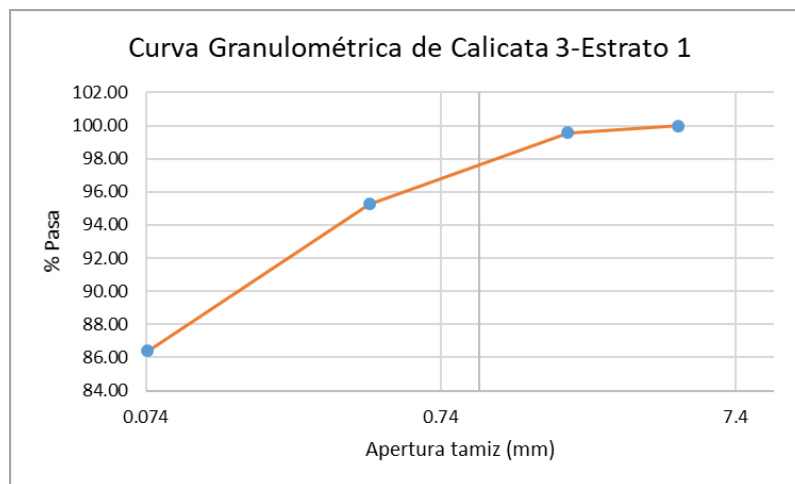
*Ilustración 29: Curva granulométrica calicata 1 - estrato 2*  
Fuente: Los Autores



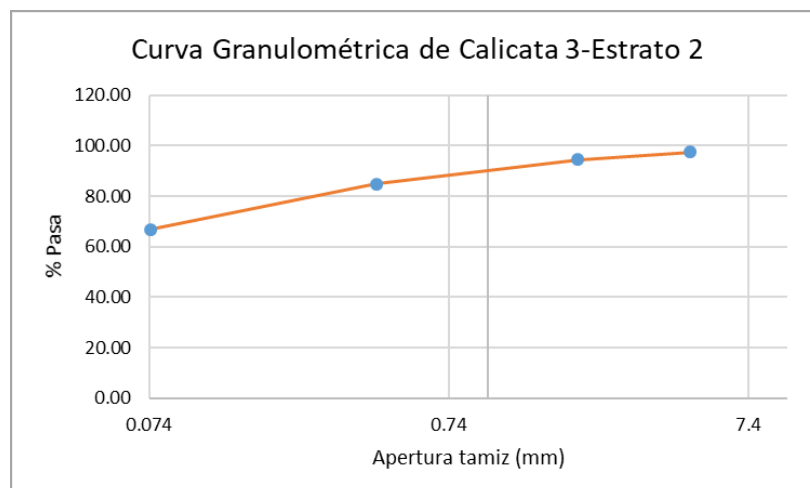
*Ilustración 30: Curva granulométrica calicata 2 - estrato 1*  
Fuente: Los Autores



*Ilustración 31: Curva granulométrica calicata 2 - estrato 2*  
Fuente: Los Autores



*Ilustración 32: Curva granulométrica calicata 3 - estrato 1*  
Fuente: Los Autores



*Ilustración 33: Curva granulométrica calicata 3 - estrato 2*  
Fuente: Los Autores

Los agregados que predominan en las muestras ensayadas están en función del tamaño de sus partículas y se clasifican en gravas, arenas y finos. Existe la presencia de grava en un porcentaje mínimo en la calicata 1 (ambos estratos), calicata 2 (estrato 1) y calicata 3 (estrato 2), en el resto de estratos no existe presencia de grava y el porcentaje mayor de agregado corresponde a finos.

Los porcentajes de arena están presentes con un mínimo de 13% en el suelo de la calicata 2 (estrato 1) mientras que el mayor está en 41% en la calicata 1 (estrato 1). De igual manera, los porcentajes de finos, el menor es de 57% en la muestra del suelo de la calicata 1 (estrato 2) y el mayor de 86% en la calicata 3 (estrato 1).

Se observa que los estratos están compuestos casi en su totalidad por agregados finos por lo que se puede tener una idea de que su clasificación estará entre limos, arenas o arcillas. En el anexo 3 se puede observar los cálculos y resultados del análisis granulométrico.

#### **3.1.4 Límites de Atterberg**

Según la norma ASTM D 4318 el material para este ensayo debe estar secado de manera natural y debe pasar por el tamiz N° 40 (0.452mm), a continuación, en las ilustraciones 34 y 35 se presenta la primera parte del procedimiento para obtener el límite líquido de los diferentes estratos de suelo.



*Ilustración 34: Muestra para secado natural  
Fuente: Los Autores*



*Ilustración 35: Muestra pasando por el tamiz #40  
Fuente: Los Autores*

### **3.1.4.1 Límite líquido**

A la muestra obtenida se agrega un poco de agua para humedecerla, mezclarla y después colocarla en un aparato que tiene forma de cuchara llamada cuchara de Casagrande y se debe enrasar de manera que permanezca lo más uniforme posible para después con ayuda de un ranurador separarla por la mitad.

Después con ayuda del mango del aparato se procede a girarlo provocando golpes con el objetivo de que la ranura se cierre, en las primeras muestras debe cerrarse entre los 37-42 golpes y se toma muestras para determinar la humedad, este proceso se repite, pero con una nueva muestra con más contenido de agua y la variación de golpes debe ser aproximadamente una diferencia de 10 golpes con el número anterior y así repetir este proceso 5 veces.

A continuación, en las ilustraciones 36 y 37 se indica el proceso para obtener el límite líquido empleando un aparato denominado cuchara de Casagrande:



Ilustración 36: Ensayo límite líquido  
Fuente: Los Autores



Ilustración 37: Proceso de obtención del límite líquido  
Fuente: Los Autores

Al final se grafica los resultados en tablas que se indica en el Anexo 4 en las que se reflejan de manera más clara los resultados del estado líquido de los estratos de cada calicata de esta investigación en función de la humedad y número de golpes:

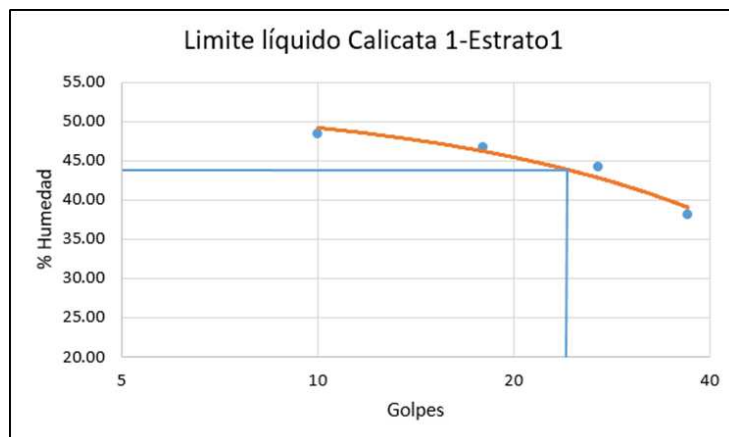
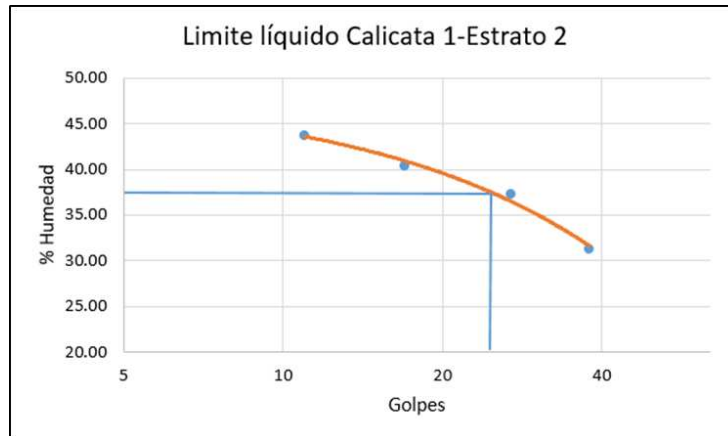
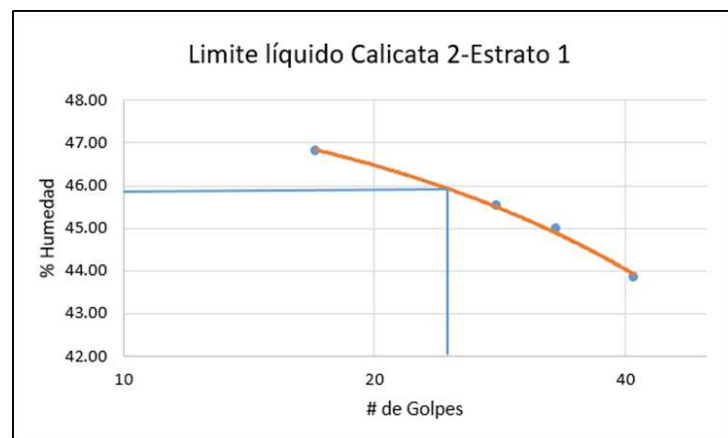


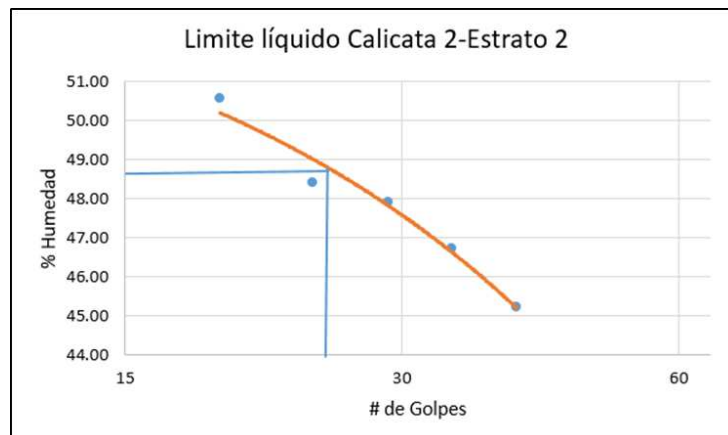
Ilustración 38: Límite líquido calicata 1 - estrato 1  
Fuente: Los Autores



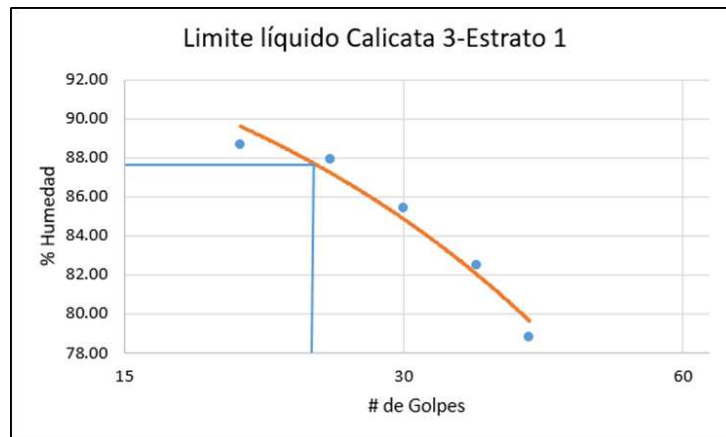
*Ilustración 39: Límite líquido calicata 1 - estrato 2*  
Fuente: Los Autores



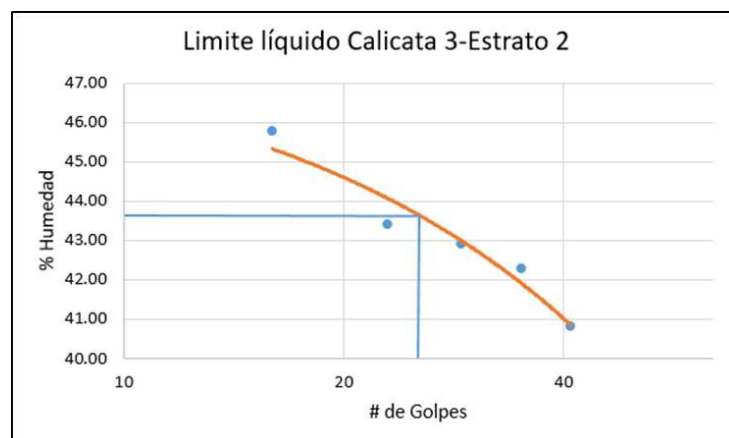
*Ilustración 40: Límite líquido calicata 2 - estrato 1*  
Fuente: Los Autores



*Ilustración 41: Límite líquido calicata 2 - estrato 2*  
Fuente: Los Autores



*Ilustración 42: Límite líquido calicata 3 - estrato 1*  
Fuente: Los Autores



*Ilustración 43: Límite líquido calicata 3 - estrato 2*  
Fuente: Los Autores

De acuerdo a una evaluación lineal de las gráficas se obtiene el contenido de humedad a los 25 golpes que es cuando el suelo sufre un cambio y pasa de estado plástico a líquido.

El límite líquido mayor con un contenido de humedad de 87.96% se da en la calicata 3 (Estrato 1) lo que significa que este suelo tiene un alto contenido de arcillas y una baja capacidad portante del suelo. El límite líquido menor es el de la calicata 1 (Estrato 1) con un 37.25% de contenido de humedad es decir que este suelo contiene alto contenido de limos y la capacidad portante del suelo es mayor. El límite líquido del resto de muestras tiene un contenido de humedad entre el 43% y 48%, esto significa que el suelo tiene presencia de limos en su composición.

### 3.1.4.2 Límite plástico

Para determinar el límite plástico se debe tomar una muestra húmeda y en una superficie lisa hay que crear tipo rollos con un diámetro aproximado de 3.2 milímetros, cuando se observe que empiecen a hacerse grietas se colocan en un recipiente para determinar la humedad, para obtener datos más exactos se debe realizar mínimo unas 4 veces el procedimiento.



Ilustración 44: Rollos para obtener el límite plástico  
Fuente: Los Autores

Una vez terminado estos procedimientos se obtiene la Tabla 28 con los resultados de los límites de todos los estratos de las calicatas, así como su índice de plasticidad, liquidez y consistencia:

LÍMITES DE CONSISTENCIA							
Calicata	Estrato	Espesor (m)	Límite Líquido (LL)	Límite Plástico (LP)	Índice de Plasticidad (IP)	Índice de Liquidez (IL)	Índice de Consistencia (IC)
1	1	1.20	44.16	22.89	21.27	-0.43	1.43
	2	2.60	37.25	28.43	8.82	-1.46	2.46
2	1	1.10	45.90	31.52	14.38	-1.28	2.28
	2	2.60	48.52	29.07	19.45	-0.82	1.82
3	1	2.80	87.96	43.04	44.92	-0.60	1.60
	2	1.30	43.70	23.21	20.49	-0.63	1.63

Tabla 28: Resultados límites de Atterberg  
Fuente: Los Autores

En la Tabla 28 se muestra los resultados de los límites de consistencia, se observa que ningún suelo tiene un alto contenido de arena ya que ninguna muestra tiene un límite plástico e índice de plasticidad igual a cero. El índice plástico de la calicata 3 (estrato 1) es mayor a 30 dando a conocer que puede ser un limo arcilloso o una arcilla con una plasticidad media,

mientras que el IP de la calicata 1 (estrato 2) de 8.82 indica que podría ser un limo, pero de baja plasticidad. Según el índice de liquidez e índice de consistencia los agregados finos presentan características de suelos muy duros y en estado sólido.

Sin embargo, es necesario tomar en cuenta todos los valores de los límites de consistencia y aplicarlos en una carta de plasticidad para obtener una clasificación del suelo más precisa, este proceso esta descrito a continuación.

### 3.1.5 Clasificación del suelo mediante SUCS

Casagrande relacionó al límite plástico y límite líquido en función de una gráfica dividiéndola en suelos arcillosos y limosos de alta y baja plasticidad donde sus valores son reflejados con el propósito de clasificar los suelos finos. En la Ilustración 45 se puede visualizar la categoría de cada estrato:

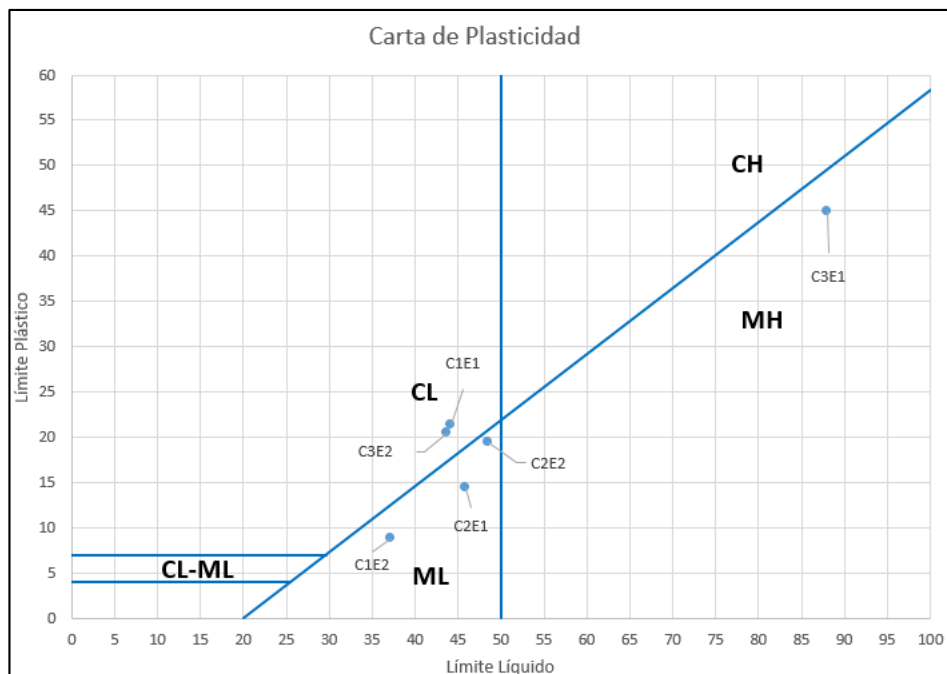


Ilustración 45: Resultados de la carta de plasticidad de Casagrande  
Fuente: Los autores

En la Tabla 29 se detalla el porcentaje de humedad, límites líquido y plástico, índice de plasticidad y la clasificación de los estratos obtenidos en función de la carta de plasticidad de Casagrande:

Clasificación del suelo mediante el método SUCS								
Calicata	Estrato	Espesor (m)	w (%)	LL	LP	IP	Símbolo	Descripción
1	1	1.20	13.64	44.16	22.89	21.27	CL	Arcilla de baja plasticidad
	2	2.60	15.58	37.25	28.43	8.82	ML	Limo de baja plasticidad
2	1	1.10	13.10	45.90	31.52	14.38	ML	Limo de baja plasticidad
	2	2.60	13.09	48.52	29.07	19.45	ML	Limo de baja plasticidad
3	1	2.80	16.10	87.96	43.04	44.92	MH	Limo de alta plasticidad
	2	1.30	10.29	43.70	23.21	20.49	CL	Arcilla de baja plasticidad

Tabla 29: Clasificación del suelo mediante SUCS

Fuente: Los Autores

De acuerdo a los resultados de granulometría y límites de Atterberg se obtuvo en su mayoría limos de baja plasticidad, de igual manera el terreno de investigación tiene estratos de arcilla de baja plasticidad. Como la plasticidad es uno de los parámetros del que depende la calidad del suelo se deduce que el estrato menos recomendado para construir es el MH por su alto contenido de plasticidad.

### 3.1.6 Compresión simple

Para este ensayo se aplicó la Norma ASTM D 2166, con la muestra inalterada se realizan cilindros que tengan tamaños con la relación 1:2-2.5. La muestra moldeada en forma de cilindro tenía un diámetro de 3.5 centímetros y una altura de 7 centímetros cumpliendo con la relación mencionada (Ilustración 46).



Ilustración 46: Cilindro para compresión simple

Fuente: Los autores

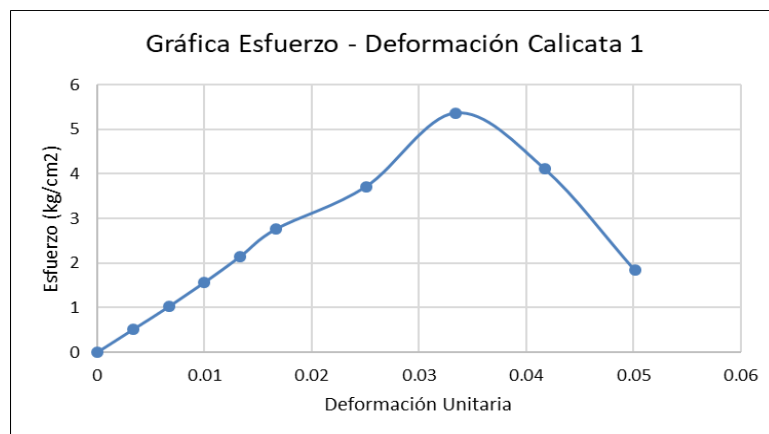
Después se colocan los cilindros en la máquina de compresión, esta aplica una carga constante mientras se registran los valores que lanza el deformímetro en distintos intervalos de

tiempo, empezando desde 10 y así sucesivamente hasta que la muestra falle totalmente como se observa en la Ilustración 47.

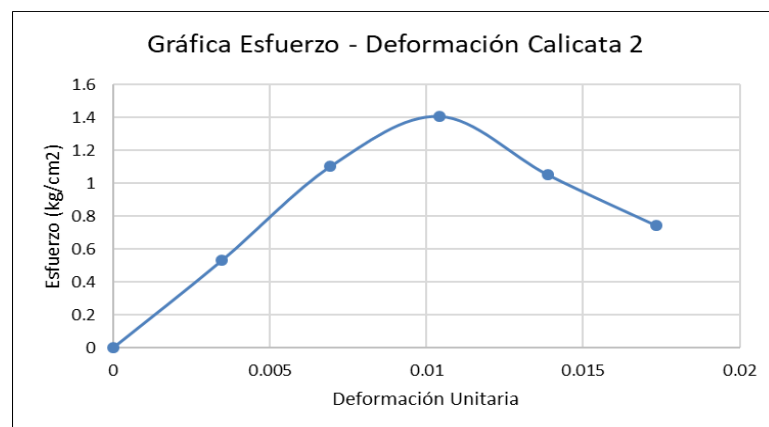


*Ilustración 47: Ensayo de compresión simple  
Fuente: Los autores*

A continuación, en las ilustraciones 48-52 se muestran las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en el ensayo de compresión simple:



*Ilustración 48: Gráfica de ensayo de compresión calicata 1 - muestra 1  
Fuente: Los autores*



*Ilustración 49: Gráfica de ensayo de compresión calicata 2 - muestra 1  
Fuente: Los autores*

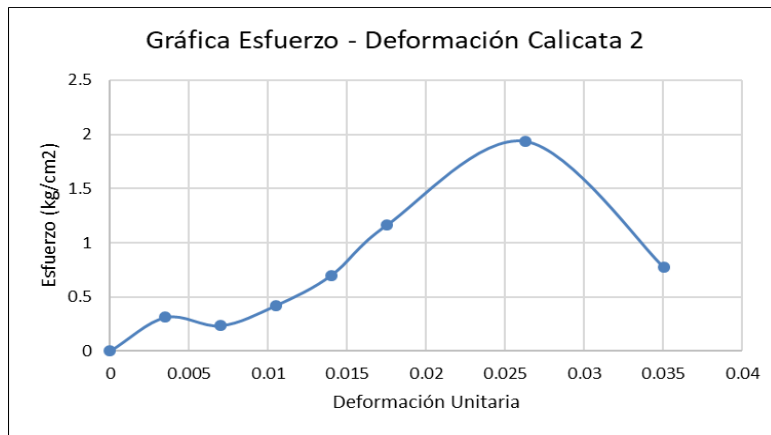


Ilustración 50: Gráfica de ensayo de compresión calicata 2 - muestra 2  
Fuente: Los autores

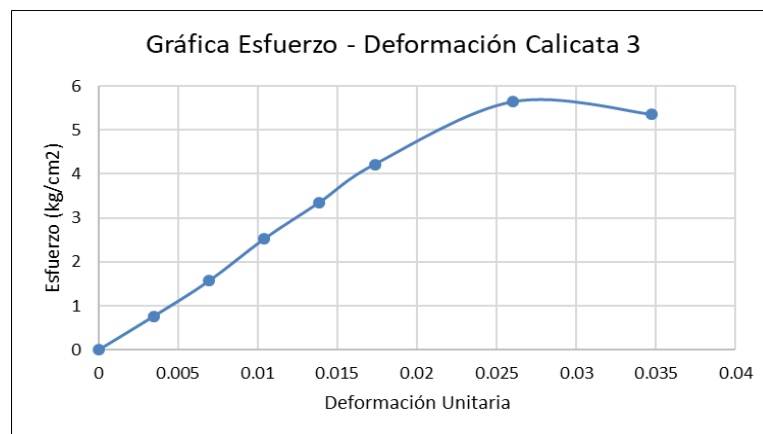


Ilustración 51: Gráfica de ensayo de compresión calicata 3 - muestra 1  
Fuente: Los autores

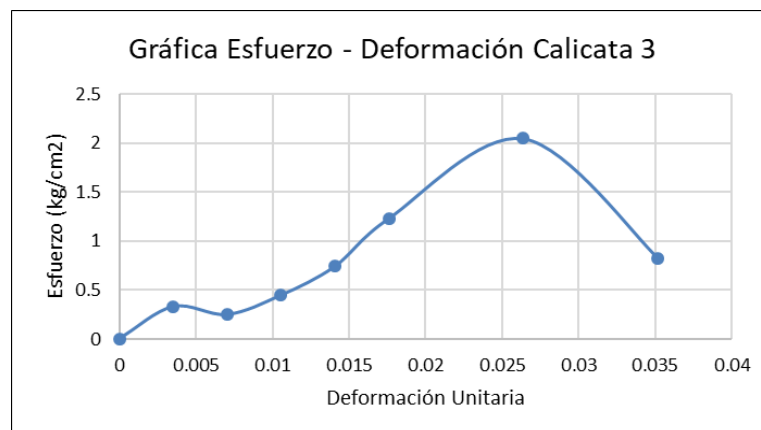


Ilustración 52: Gráfica de ensayo de compresión calicata 3 - muestra 2  
Fuente: Los autores

Para este ensayo se obtuvo dos cilindros por muestra para posteriormente hacer una comparación con los ensayos de corte directo y compresión triaxial que van a ser calculados más adelante.

En la Tabla 30 se observa los valores mecánicos de las muestras que corresponden a cada calicata:

Calicata	No. muestra	Profundidad de extracción de muestra (m)	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Humedad W(%)	Peso específico (gr/cm <sup>3</sup> )	Tipo de suelo
1	1	3.6	2.68	17.19	1.77	Limo de baja plasticidad
2	1	3.48	0.7	17.13	1.87	Limo de baja plasticidad
	2		0.97	20.02	1.76	
3	1	2.5	2.82	18.83	1.86	Arcilla de baja plasticidad
	2		1.02	16.69	1.99	

*Tabla 30: Resultados del ensayo de compresión simple  
Fuente: Los Autores*

Hay que aclarar que de la calicata 1 se realizó únicamente una muestra para ensayarla ya que la cantidad de muestra inalterada no fue suficiente. El valor de la cohesión de la calicata 1 es de 2.68, similar al de la muestra 1 de la calicata 3, sin embargo, la cohesión de un limo es mucho menor al de una arcilla en el contexto general de suelos. En el anexo 5 se indican los datos y cálculos que se realizaron para cada uno de las calicatas.

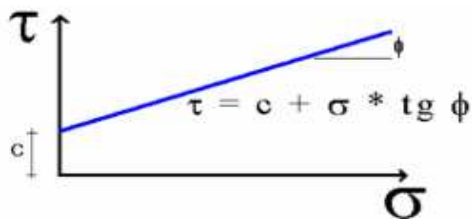
### 3.1.7 Ensayo Corte Directo

Este ensayo es de gran importancia ya que los datos obtenidos nos permiten determinar la resistencia del suelo. El procedimiento realizado fue según la norma ASTM D 3080; se introdujo la muestra inalterada en un molde de forma cuadrangular de acero inoxidable, después aplicando algo de presión con la mano se ubicó en una caja más grande para ser asegurada y colocada en la máquina de corte directo. Se debe contar con el espesor y peso de la muestra.

Para este ensayo se necesitan 3 muestras por calicata y la máquina simulará cargas horizontales y normales al plano de movimiento provocando que una porción del suelo se deslice con respecto a otra.

La información obtenida permite realizar una gráfica formada por la tensión en las ordenadas y por el esfuerzo normal en las abscisas, la intercepción de la línea con el eje vertical

da el valor de la cohesión y el ángulo que forma la línea con el eje horizontal describe el ángulo de fricción que tiene el suelo como se observa en la Ilustración 53 .



*Ilustración 53: Interpretación de la cohesión y ángulo de fricción  
Fuente: (Espinace R., 1979)*

En las siguientes ilustraciones se muestra el procedimiento del ensayo de corte directo realizado en el laboratorio de Mecánica de Suelos donde se observa la muestra inalterada dentro del anillo cuadrangular de acero y el equipo requerido para la prueba:



*Ilustración 54: Anillo de corte con muestra inalterada  
Fuente: Los Autores*



*Ilustración 55: Equipo para realizar el ensayo de corte directo  
Fuente: Los Autores*

A continuación, en la Tabla 31 se expone los resultados obtenidos de las muestras inalteradas de los suelos finos de estudio, adicional a los valores de cohesión y ángulo de fricción también se presentan la humedad y peso específico húmedo:

Calicata	Profundidad de extracción de muestra (m)	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción (°)	Humedad w (%)	Peso específico (gr/cm <sup>3</sup> )	Tipo de suelo
1	3.6	0.46	32.6	19.51	2.03	Limo de baja plasticidad
2	3.48	1.03	29.92	22.84	1.93	Limo de baja plasticidad
3	2.5	2.02	47.33	16.93	2	Arcilla de baja plasticidad

*Tabla 31: Resultados del ensayo de corte directo  
Fuente: Los Autores*

La calicata 1, 2 y 3 poseen ángulos de fricción que varían desde 32.6° a 47.33° pero este último presenta valores muy elevados de fricción. Los limos presentan menores valores de cohesión que la arcilla, este resultado tiene coherencia con respecto al comportamiento de estos suelos en la geotecnia. La humedad y peso específico presentan rangos de  $16.93 \leq w \leq 22.84$  (%), y  $1.93 \leq \rho \leq 2.03$  (gr/cm<sup>3</sup>), similares al del ensayo de compresión simple. En el anexo 6 se indican los datos y cálculos que se realizaron para cada uno de las calicatas.

### 3.1.8 Ensayo Triaxial

En el laboratorio se realizó la prueba no consolidada no drenada (UU) por ser un método rápido y confiable además de que es principalmente usado en muestras de arcilla. El ensayo comienza teniendo la muestra inalterada en forma cilíndrica con una relación 2:1 en altura y diámetro. El cilindro es colocado dentro de una cámara de presión con un disco poroso en la parte superior e inferior para luego ser forrado con una membrana de látex y conectarlo al sistema de drenaje. La cámara es llenada totalmente con agua generando una presión hidrostática, el suelo falla de inmediato con la aplicación de la carga axial. En las ilustraciones 56 y 57 se resume el procedimiento del ensayo.



*Ilustración 56: Muestra inalterada cilíndrica para ensayo triaxial  
Fuente: Los Autores*



*Ilustración 57: Cámara a presión para ensayo triaxial  
Fuente: Los Autores*

Mediante el equipo triaxial mostrado en la Ilustración 58 se obtiene la gráfica de esfuerzo desviador vs deformación unitaria, que junto a la presión de cámara aplicada a cada cilindro se emplea la técnica del círculo de Mohr en una gráfica esfuerzo cortante vs esfuerzo normal, para encontrar los parámetros mecánicos de cohesión y ángulo de fricción.



Ilustración 58: Equipo para realizar el ensayo triaxial  
Fuente: Los Autores

El ensayo UU es un procedimiento muy habitual para obtener la resistencia de suelos cohesivos saturados (arcillas), donde se expresan en términos de esfuerzos totales. De acuerdo al criterio de Mohr la línea de la envolvente de falla se comporta de manera horizontal, con un ángulo de fricción de  $0^\circ$  y un esfuerzo de corte en el plano de falla igual a la resistencia al corte no drenado (Salas, 2011).

En la Ilustración 59 se presenta un ejemplo de arcilla saturada con valores reales del presente estudio, los círculos de Mohr tienen una tendencia a no aumentar por tal motivo la envolvente de falla tiene un comportamiento horizontal:

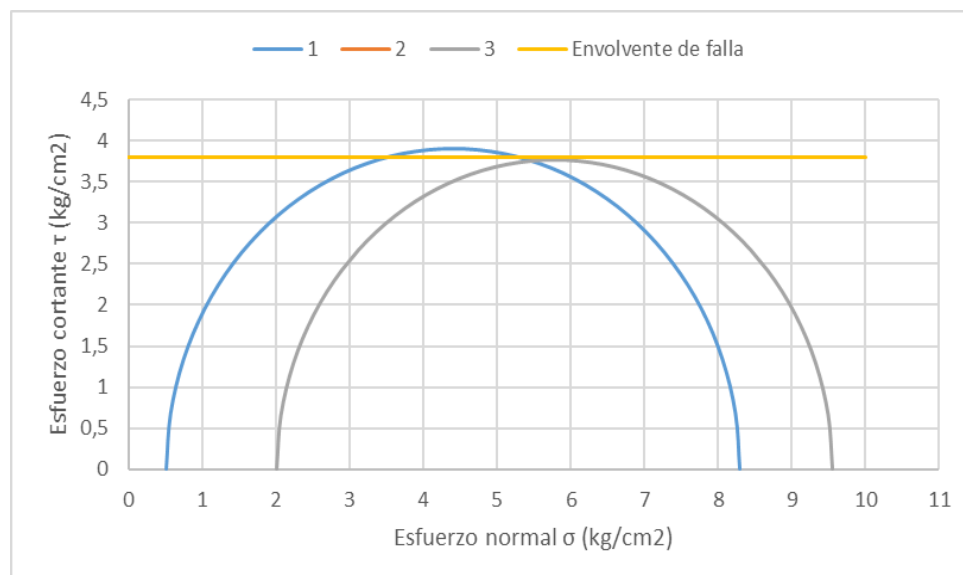


Ilustración 59: Envolvente de falla para una arcilla saturada  
Fuente: Los Autores

Una vez obtenidas las gráficas de la teoría del círculo de Mohr para cada calicata, siendo la inclinación de la envolvente de falla con la horizontal el ángulo de fricción, y el esfuerzo cortante medido desde el punto de origen hasta el inicio de la envolvente el valor de la cohesión, se determinaron otros parámetros, como son contenidos de humedad y pesos específicos que se muestran en la Tabla 32.

Calicata	Prof. de extracción de muestra (m)	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción (°)	Humedad w (%)	Peso específico (gr/cm <sup>3</sup> )	Tipo de suelo
1	3.60	0.50	25	21.05	1.84	Limo de baja plasticidad
2	3.48	2.00	4	19.76	1.89	Limo de baja plasticidad
3	2.50	3.80	0	21.65	1.92	Arcilla de baja plasticidad

Tabla 32: Resultados del ensayo triaxial UU

Fuente: Los Autores

En este ensayo se puede observar resultados más confiables en la calicata 3 en cuanto al ángulo de fricción que los obtenidos en el ensayo de corte directo, por la razón de que la prueba UU es propia para muestras de arcilla. En la calicata 1 los círculos de Mohr no permiten una buena estimación del tipo de suelo, por tal razón se tomó valores representativos de la cohesión (Tabla 12) y del ángulo de fricción (Tabla 13) de acuerdo al tipo de suelo y los autores Pérez (s.f) y Bowles (1977). Los valores de cohesión varían de 0.5 a 3.80 kg/cm<sup>2</sup>, siendo estos resultados casi el doble en la calicata 2 y 3 a comparación del ensayo de corte directo. La humedad y peso específico presenta rangos de  $19.76 \leq w \leq 21.65$  (%) y  $1.84 \leq \rho \leq 1.92$  (gr/cm<sup>3</sup>) que están muy cercanos a los obtenidos en el ensayo de compresión simple y corte directo. En el anexo 7 se indican los datos y cálculos que se realizaron para cada una de las calicatas.

### 3.1.9 Ensayo Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP)

Este tipo de ensayo se realiza en el lugar donde fueron extraídas las muestras de suelo, en este caso se realizó 2 veces cerca de cada calicata para obtener resultados más confiables. El ensayo consiste en cavar con la ayuda de un pico y pala una parte del terreno a una profundidad aproximada de 30 cm para iniciar con los registros de golpes y penetración que se

obtienen al dejar caer una pesa de 8 kg a una altura de 57.5 cm ocasionando que la varilla se introduzca en el suelo y registrando su valor mediante una regla de medida que posee el equipo.

La Tabla 33 muestra las coordenadas UTM del lugar donde se empleó el cono dinámico, las profundidades incluyen los 30cm de excavación previa a iniciar con el ensayo.

Ubicación	Excavación	Este	Norte	Profundidad (m)
Cercana a la Calicata 1	1	726048	9684101	1.13
	2	726046	9684092	0.92
Cercana a la Calicata 2	1	726166	9683986	1.12
	2	726166	9683977	1.10
Cercana a la Calicata 3	1	726254	9683912	1.16
	2	726250	9683903	1.18

*Tabla 33: Coordenadas de ubicación del ensayo DCP*

*Fuente: Los Autores*

En la Ilustración 60 se observa la ejecución del ensayo manteniendo la verticalidad del equipo, así como cumpliendo con impactos de prueba para que la punta de la varilla este en contacto con el terreno y de inicio al registro de lecturas. Se anotaron cada 3 golpes la información de penetración observada en la regla de medida, el ensayo se dio por terminado cuando el registro no presentaba valores significativos de penetración o hasta alcanzar la profundidad máxima que registra la regla.



*Ilustración 60: Equipo para realizar el ensayo DCP*

*Fuente: Los Autores*

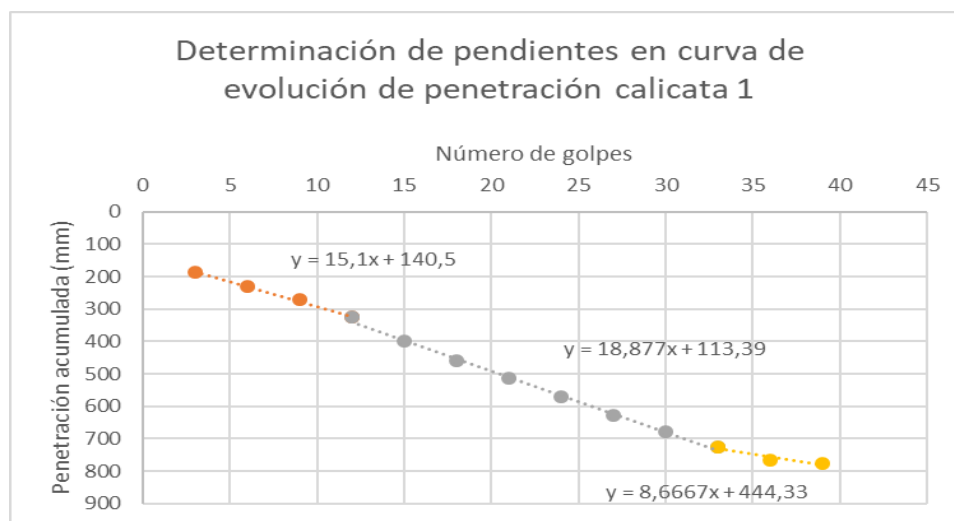
Es importante mencionar que cuando se realizó el ensayo DCP en las dos primeras calicatas el día presentaba un buen clima, pero a diferencia de la última calicata empezó a

llover, teniendo que realizar la práctica en el día siguiente. A continuación, en la Ilustración 61 se muestra la ejecución del ensayo en un suelo húmedo.

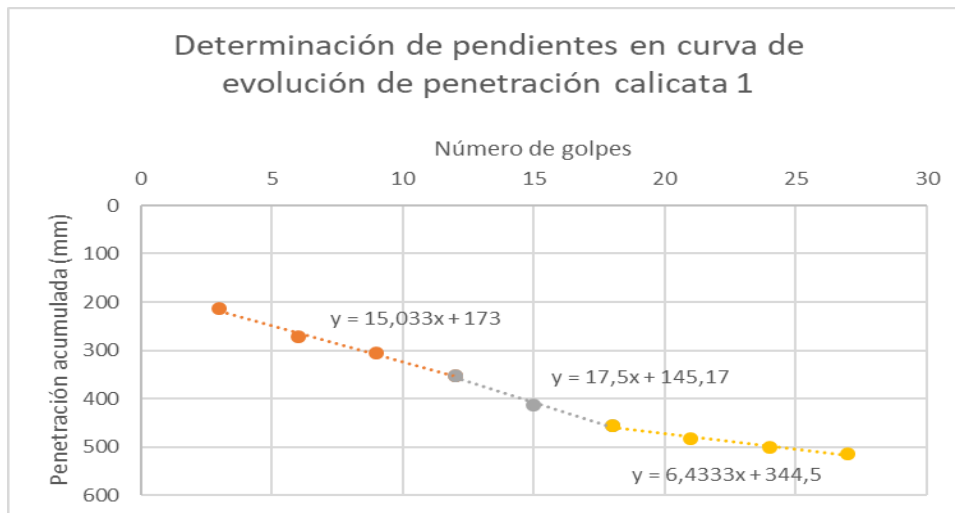


*Ilustración 61: Ensayo DCP de un suelo húmedo  
Fuente: Los Autores*

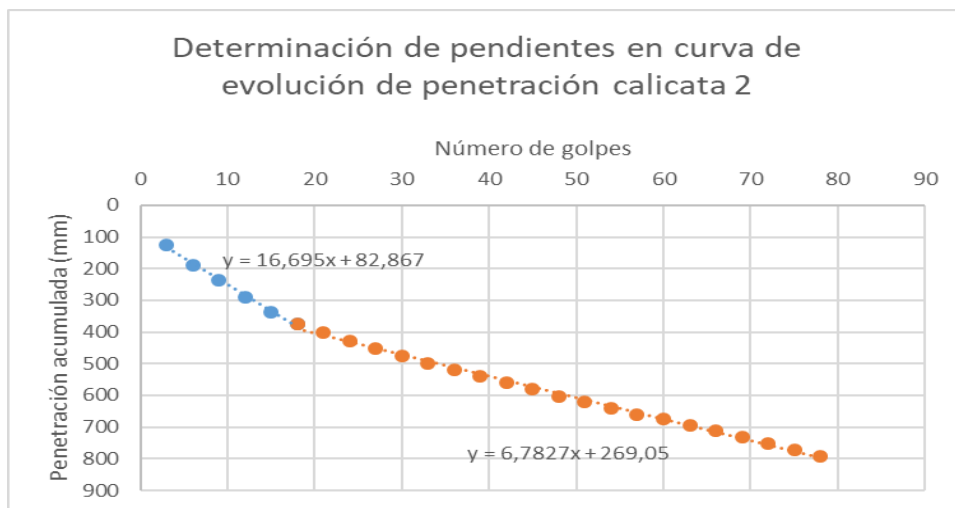
Luego de obtener las lecturas en campo y con los resultados de la hoja de cálculo para ensayo DCP se grafican las pendientes de la curva de evolución de penetración como se muestra en las siguientes ilustraciones:



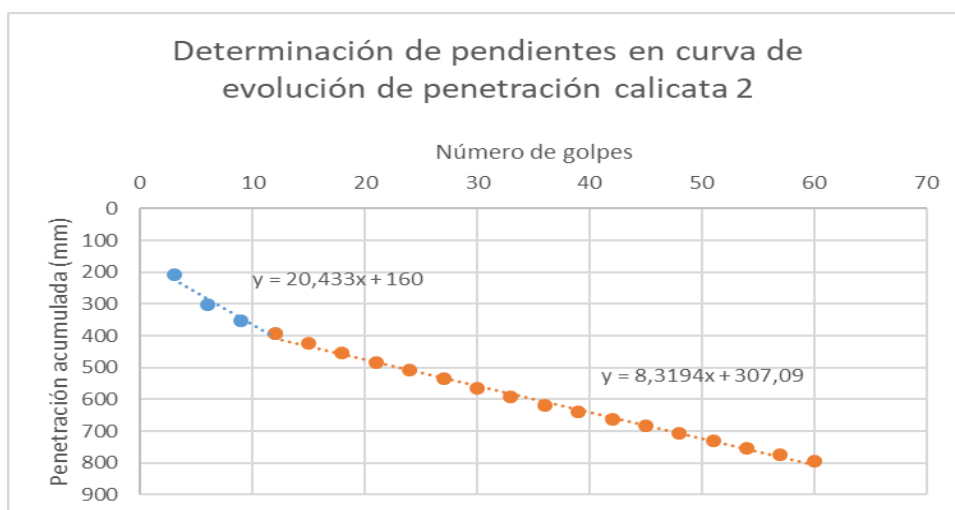
*Ilustración 62: Determinación de pendientes DCP calicata 1 - excavación 1  
Fuente: Los Autores*



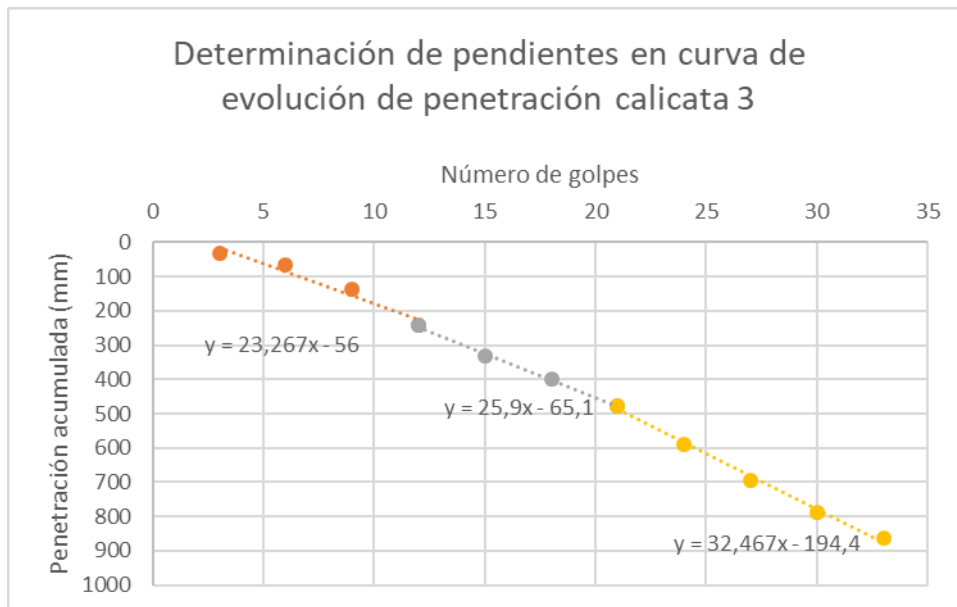
*Ilustración 63: Determinación de pendientes DCP calicata 1 - excavación 2*  
Fuente: Los Autores



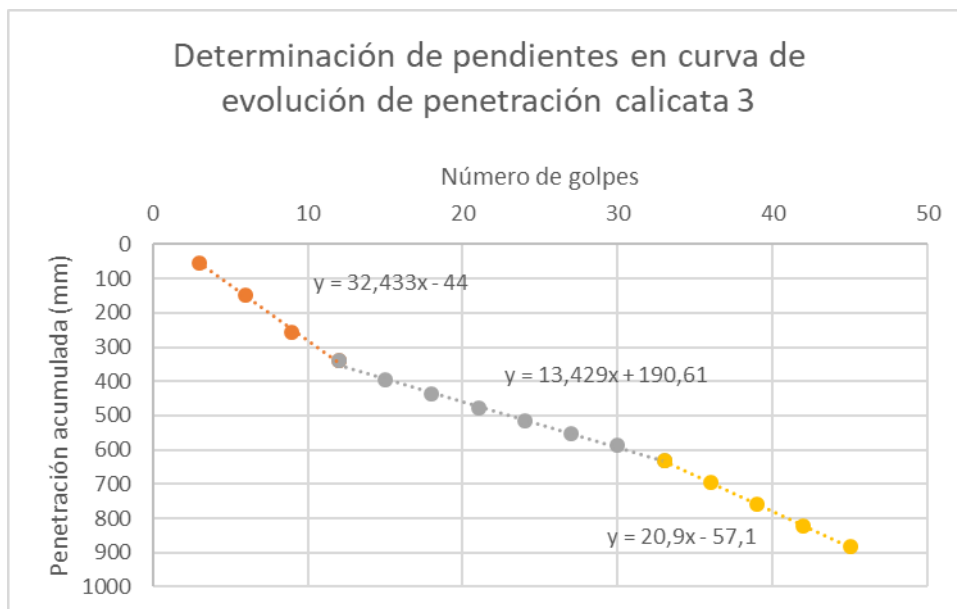
*Ilustración 64: Determinación de pendientes DCP calicata 2 - excavación 1*  
Fuente: Los Autores



*Ilustración 65: Determinación de pendientes DCP calicata 2 - excavación 2*  
Fuente: Los autores



*Ilustración 66: Determinación de pendientes DCP calicata 3 - excavación 1*  
Fuente: Los Autores



*Ilustración 67: Determinación de pendientes DCP calicata 3 - excavación 2*  
Fuente: Los Autores

Los valores de las pendientes indican la magnitud del índice DCP para cada suelo. Para determinar el CBR de cada excavación se promedia las pendientes que se forman en las curvas de evolución de penetración, de la siguiente manera:

Pendiente	Penetración (mm)		Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)	
1	188	326	15.1	13.96	16.94
2	326	726	18.88	10.87	
3	726	778	8.67	26	

Tabla 34: CBR método de pendientes calicata 1 – excavación 1  
Fuente: Los Autores

Pendiente	Penetración (mm)		Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)	
1	213	352	15.03	14.03	20.72
2	352	457	17.5	11.84	
3	457	515	6.43	36.30	

Tabla 35: CBR método de pendientes calicata 1 – excavación 2  
Fuente: Los Autores

Pendiente	Penetración (mm)		Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)	
1	124	401	16.7	12.48	23.35
2	401	792	6.78	34.21	

Tabla 36: CBR método de pendientes calicata 2 – excavación 1  
Fuente: Los Autores

Pendiente	Penetración (mm)		Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)	
1	206	393	20.43	9.95	18.58
2	393	795	8.31	27.22	

Tabla 37: CBR método de pendientes calicata 2 – excavación 2  
Fuente: Los Autores

Pendiente	Penetración (mm)		Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)	
1	32	241	23.27	8.6	7.39
2	241	477	25.9	7.63	
3	477	864	32.47	5.92	

Tabla 38: CBR método de pendientes calicata 3 – excavación 1  
Fuente: Los Autores

Pendiente	Penetración (mm)		Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)	
1	53	341	32.43	5.93	10.52
2	341	587	13.43	15.92	
3	587	882	20.9	9.7	

Tabla 39: CBR método de pendientes calicata 3 – excavación 2  
Fuente: Los Autores

La Tabla 40 proporciona información del número de golpes obtenido en función del tipo de suelo encontrado en el ensayo de SUCS. El limo de baja plasticidad presenta mayores valores de golpes en relación con el suelo limoso de alta plasticidad, concluyendo que se trata de un suelo más resistente. De igual manera la arcilla de baja plasticidad tiene mejores características de resistencia que el suelo limoso de alta plasticidad.

Lugar	Excavación	Penetración acumulada (mm)	Número de golpes	Tipo de suelo SUCS
Calicata 1	1	778	39	CL
	2	515	27	
Calicata 2	1	792	78	ML
	2	795	60	
Calicata 3	1	864	33	Tal vez MH
	2	882	45	

Tabla 40: Número de golpes en función del tipo de suelo  
Fuente: Los Autores

A continuación, en la Tabla 41 se muestran los resultados tomando en cuenta los CBR promedio de cada excavación para obtener los valores representativos de CBR en cada calicata:

Calicata	Excavación	Penetración (mm)	Humedad w (%)		CBR (%)	
1	1	778	26.24	26.56	16.94	18.83
	2	515	26.88		20.72	
2	1	792	19.49	20.29	23.35	20.97
	2	795	21.08		18.58	
3	1	864	26.30	23.45	7.39	8.96
	2	882	20.59		10.52	

Tabla 41: Resultados del ensayo DCP  
Fuente: Los Autores

Los valores de CBR varían de 8.96 a 20.97 % perteneciendo al rango de un tipo CL (arcilla de baja plasticidad) o ML (limo de baja plasticidad) según la Tabla 7 del autor Bowles (1978). En el caso de la calicata 3 existe un valor cercano del CBR de 7% por tal motivo no se descarta la idea de que podría llegar a corresponder también al tipo MH (limo de alta plasticidad) como el obtenido en el ensayo de clasificación de suelos mediante SUCS, además la práctica en este suelo fue después de un día llovisoso, sus características de resistencia podrían haberse modificado. Estos suelos presentan una característica de pobre a regular que pueden ser considerados como uso de una subrasante o sub-base. En el anexo 9 se indican los datos y cálculos para cada una de las calicatas.

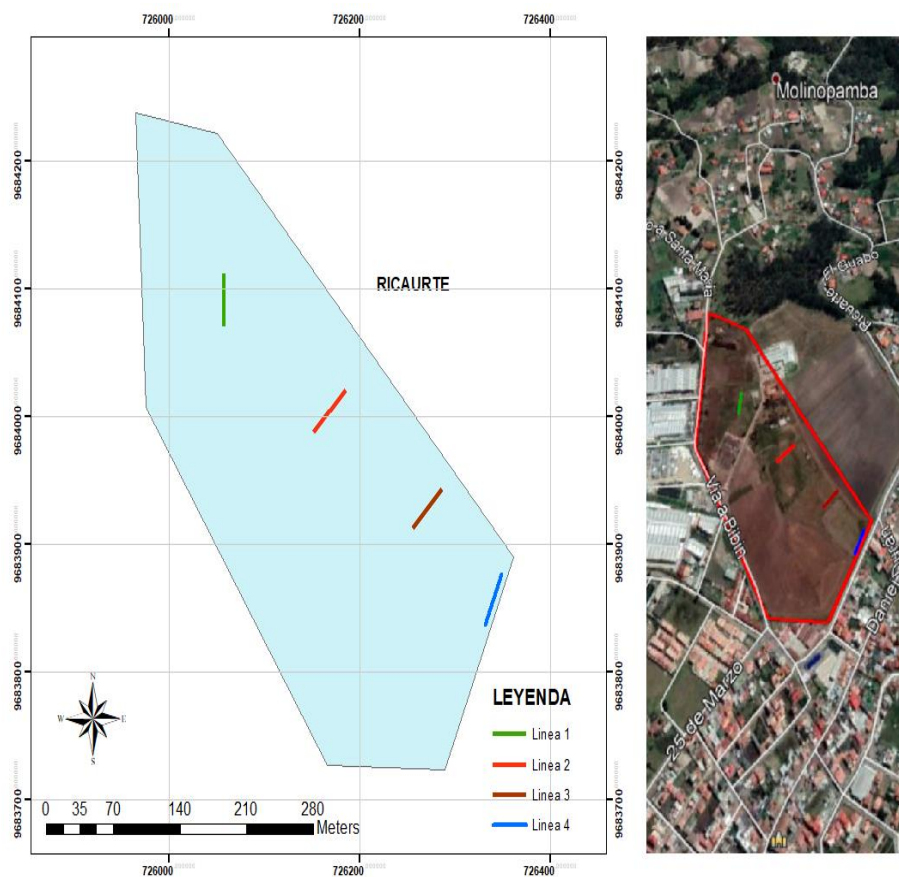
### 3.2 Ensayo Geofísico

En la actualidad la ingeniería ha dado un gran paso al aplicar la geofísica en la geotecnia ya que estos ensayos necesitan una mínima intervención en el terreno convirtiéndolos en un

método no destructivo para el estudio de suelo y subsuelo. Debido a su gran ventaja en el ámbito de costos y tiempo son una opción que está ganando popularidad para la construcción de obras civiles.

### 3.2.1 Ubicación de líneas sísmicas

En el mapa se puede observar la ubicación de las líneas de sísmica dentro del campus “Miracielos” de la Universidad Católica de Cuenca:



*Ilustración 68: Mapa de ubicación de las líneas de sísmica de refracción*

*Fuente: Los Autores*

Estas líneas están ubicadas en puntos estratégicos que permitan cubrir toda la superficie del terreno del campus a estudiar y a su vez la distancia de una con otra permite obtener muestras de terreno representativas.

La Tabla 42 muestra los datos de cada línea de sísmica teniendo en cuenta que la línea total de sondeo es de aproximadamente 200 metros con un número de 4 líneas de 50 metros, acompañada de las coordenadas en formato UTM de la ubicación de cada línea.

Línea	Longitud	Inicio		Fin	
		Este	Norte	Este	Norte
1	50m	726058.30	9684070.60	726058.30	9684111.30
2	50m	726151.99	9683988.30	726185.82	9684020.49
3	50m	726286.96	9683943.05	726256.07	9683912.45
4	50m	726332.42	9683836.65	726348.93	9683876.25

Tabla 42: Coordenadas UTM de las líneas sísmicas

Fuente: Los Autores

A continuación, en la Tabla 43 se indican los parámetros de adquisición para el análisis de ondas superficiales de las líneas sísmicas:

Línea	Longitud	Número de registros		Intervalo Geófonos	Fuente Sísmica
		Onda P	Onda S		
1	50m	7	7	2m	Porra
2	50m	7	7	2m	Porra
3	50m	7	7	2m	Porra
4	50m	7	7	2m	Porra

Tabla 43: Parámetros de adquisición

Fuente: Los Autores

### 3.3.2 Determinación de las velocidades $V_p$ y $V_s$ mediante la sísmica de refracción

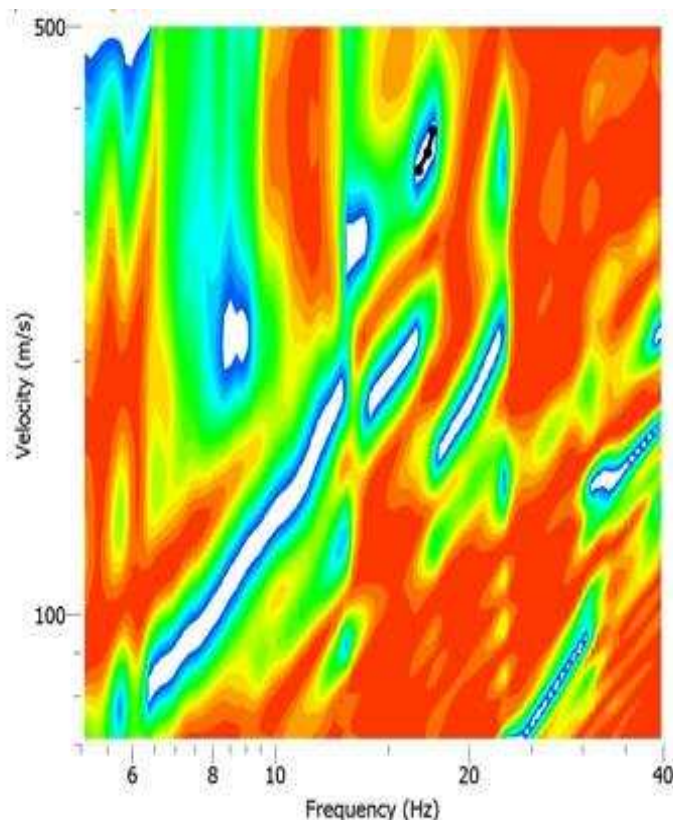
En este ensayo interviene una secuencia de procesos para poder obtener los resultados, el primer paso fue la adquisición de datos sísmicos (sismogramas) mediante el ensayo realizado en campo de la sísmica de refracción, posteriormente introduciendo los datos en el programa Geopsy y aplicando un análisis (f-k) se adquiere una curva de dispersión de ondas superficiales. Finalmente, los resultados de perfiles de ondas sísmicas de compresión ( $V_p$ ) y de corte ( $V_s$ ) son reflejados al invertir las curvas de dispersión con ayuda del módulo Dinver.

A continuación, se enumera el procedimiento para obtener las ondas sísmicas  $V_p$  y  $V_s$  que se trasladan en los medios estratificados:

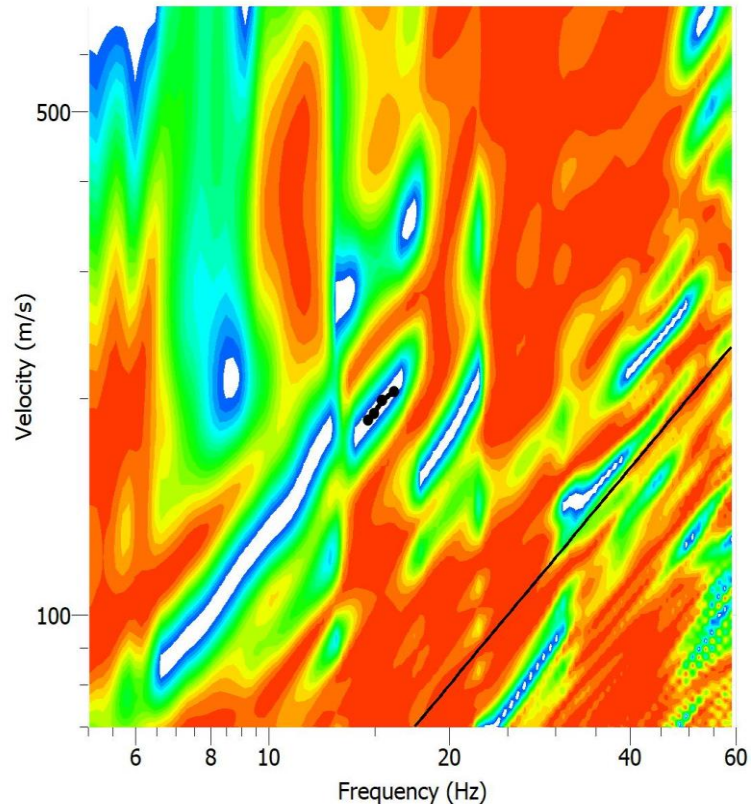
- 1) Fijar los sensores (geófonos) en el terreno y conectarlos por medio de cables al equipo de registro.
- 2) Obtener ondas superficiales mediante el registro de campo con el programa "Seismograph GEA24", aplicando un golpe de un martillo de 5 kg sobre una placa que está en contacto con el suelo.

- 3) Extracción de curvas de dispersión en el programa Geopsy
- 4) Determinar el perfil de velocidades de las líneas sísmicas a través de un proceso de inversión utilizando el módulo Dinver del programa Geopsy.

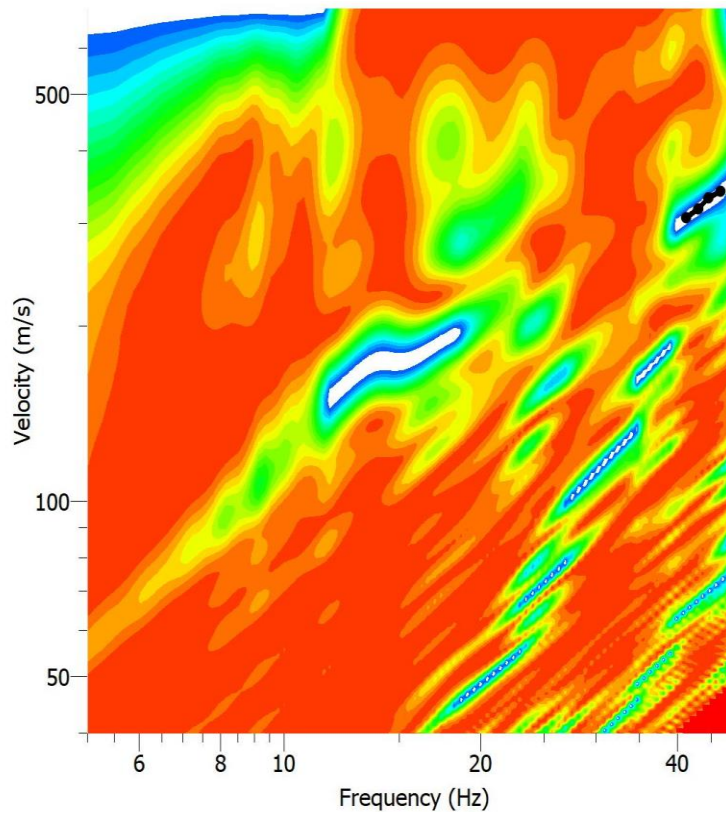
En las ilustraciones 69 – 72 se muestran la dispersión de las ondas superficiales que se obtuvieron a través del análisis frecuencia-número de onda ( $f - k$ ) en el programa Geopsy. Considerando las recomendaciones de Correia (2015) se trazó manualmente la curva de dispersión tomando en cuenta las condiciones del terreno y de esta manera evitar errores que se pueda dar por el trazado de la curva automática. En las curvas de dispersión se observa un análisis multi-modal con varias concentraciones de energía, están en función de la velocidad fase y frecuencia. Las líneas de negro son las denominadas “pick curves” y están trazadas dentro de la parte blanca que es el lugar donde existen mayores concentraciones de energía. La velocidad de fase y longitud de onda servirán posteriormente como parámetros de inversión para obtener los perfiles de velocidades  $V_p$  y  $V_s$ .



*Ilustración 69: Curvas de dispersión línea 1  
Fuente: Los Autores*



*Ilustración 70: Curvas de dispersión línea 2  
Fuente: Los Autores*



*Ilustración 71: Curvas de dispersión línea 3  
Fuente: Los Autores*

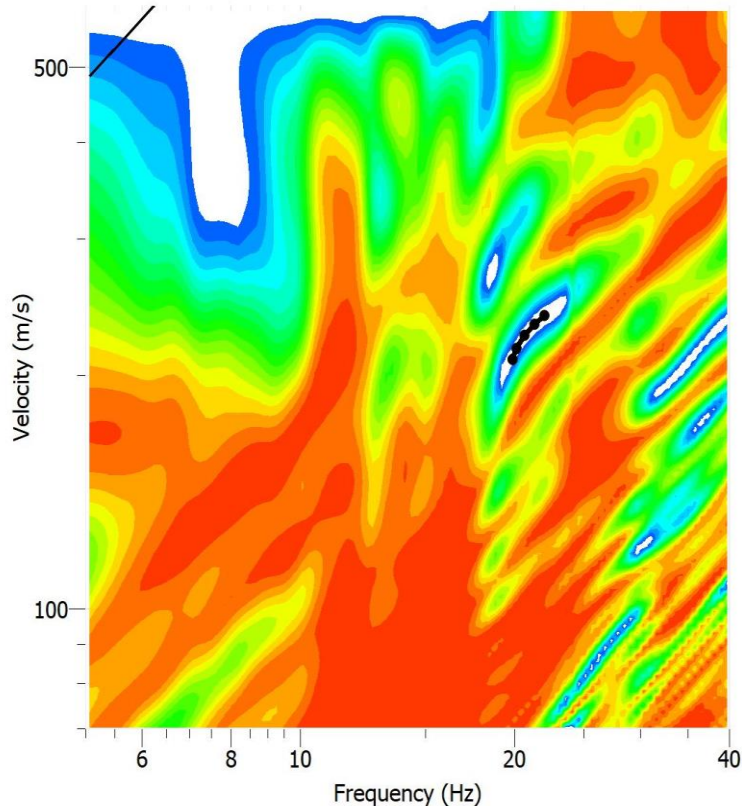


Ilustración 72: Curvas de dispersión línea 4  
Fuente: Los Autores

La velocidad de onda de corte promedio en los 30m superiores del subsuelo se denomina  $V_{s30}$ , con este parámetro se puede clasificar al suelo según la NEC (2015) y la Tabla 44 del código estadounidense NEHRP (Nacional Earthquake Hazards Reduction Program).

Clase	Características
A	Roca dura con $V_{s30} > 1500$ m/s
B	Roca con $760 \text{ m/s} < V_{s30} \leq 1500$ m/s
C	Suelo muy denso y roca suave con $360 < V_{s30} \leq 760$
D	Suelo firme con $180 \text{ m/s} \leq V_{s30} \leq 360$ m/s
E	Un perfil de suelo con $V_{s30} < 180$ m/s

Tabla 44: Tipos de suelo definidos por NEHRP según  $V_{s30}$   
Fuente: (BSSC, 2003)

El hecho de definir el  $V_{s30}$  como un criterio para la clasificación de suelos, obedece a que el suelo dentro de esta profundidad es el que afecta en mayor medida el comportamiento de las estructuras que se edifiquen sobre él. (Schmidt, 2012)

El  $V_{s30}$  puede ser calculado mediante la siguiente fórmula:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^N d_i}{\sum_{i=1}^N d_i / V_{s_i}}$$

Donde:  $d_i$  = espesor de cada estrato hasta llegar a una profundidad de 30m;  $V_{Si}$  = velocidad de onda secundaria en cada estrato  $i$ ;  $N$  = número de capas hasta alcanzar los 30m

A continuación, en las ilustraciones 73-76 se presentan los perfiles con la propagación de las ondas sísmicas de cuerpo  $V_p$  y  $V_s$  hasta alcanzar una profundidad de 30m. Así mismo en las tablas 45-48 se detallan los estratos de cada uno de los perfiles con su respectivo  $V_{s30}$ .

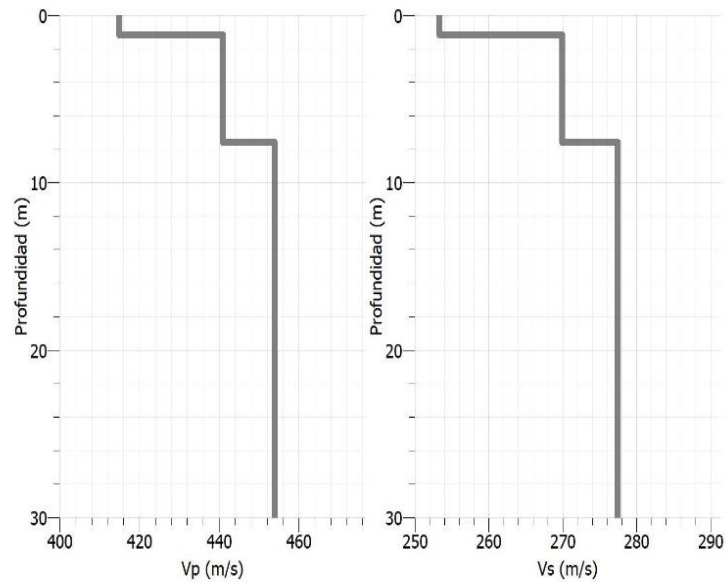


Ilustración 73: Perfiles de velocidades  $V_p$  y  $V_s$  - Línea 1  
Fuente: Los Autores

Estrato	Espesor	Profundidad	$V_p$
	m	m	m/s
1	1	1	415
2	6.80	7.80	441
3	22.20	30	454
Estrato	Espesor	Profundidad	$V_s$
	m	m	m/s
1	1	1	253.50
2	6.80	7.80	270
3	22.20	30	277.60
<b>Vs30</b>	<b>30</b>	<b>0-30</b>	<b>274.97</b>

Tabla 45: Velocidades  $V_p$  y  $V_s$  de cada estrato - Línea 1  
Fuente: Los Autores

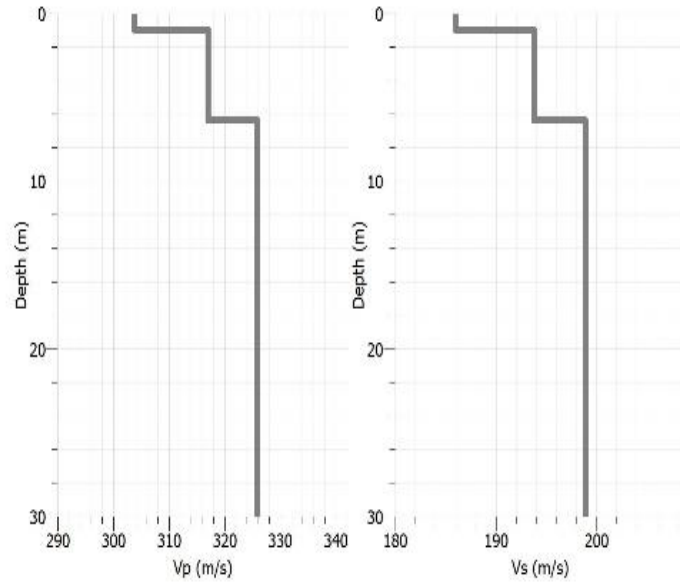


Ilustración 74: Perfiles de velocidades  $V_p$  y  $V_s$  - Línea 2  
Fuente: Los Autores

Estrato	Espesor	Profundidad	$V_p$
	m	m	m/s
1	1	1	303.80
2	5.10	6.10	317
3	23.90	30	326
Estrato	Espesor	Profundidad	$V_s$
	m	m	m/s
1	1	1	186
2	5.10	6.10	193.90
3	23.90	30	199
<b>Vs30</b>	<b>30</b>	<b>0-30</b>	<b>197.36</b>

Tabla 46: Velocidades  $V_p$  y  $V_s$  de cada estrato - Línea 2  
Fuente: Los Autores

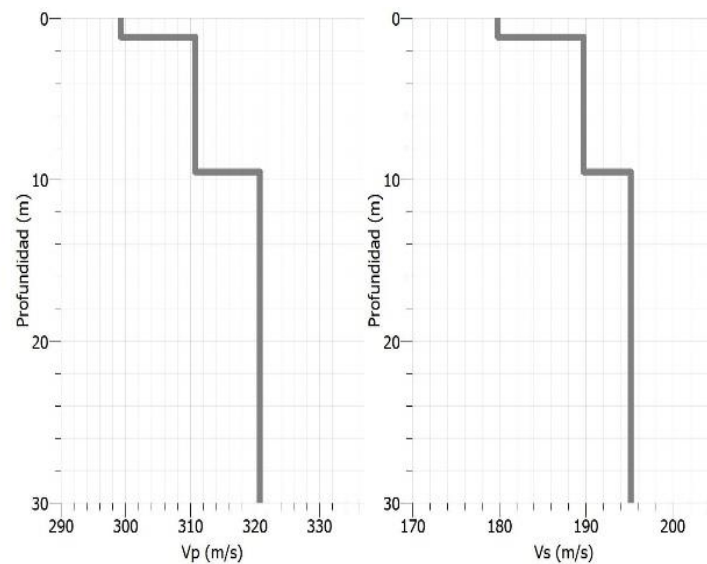


Ilustración 75: Perfiles de velocidades  $V_p$  y  $V_s$  - Línea 3  
Fuente: Los Autores

Estrato	Espesor	Profundidad	Vp
	m	m	m/s
1	1.10	1.10	299.80
2	8.50	9.60	310.90
3	20.40	30	320.80
Estrato	Espesor	Profundidad	Vs
	m	m	m/s
1	1.10	1.10	180
2	8.50	9.60	189.90
3	20.40	30	195.50
<b>Vs30</b>	<b>30</b>	<b>0-30</b>	<b>193.27</b>

Tabla 47: Velocidades Vp y Vs de cada estrato - Línea 3  
Fuente: Los Autores

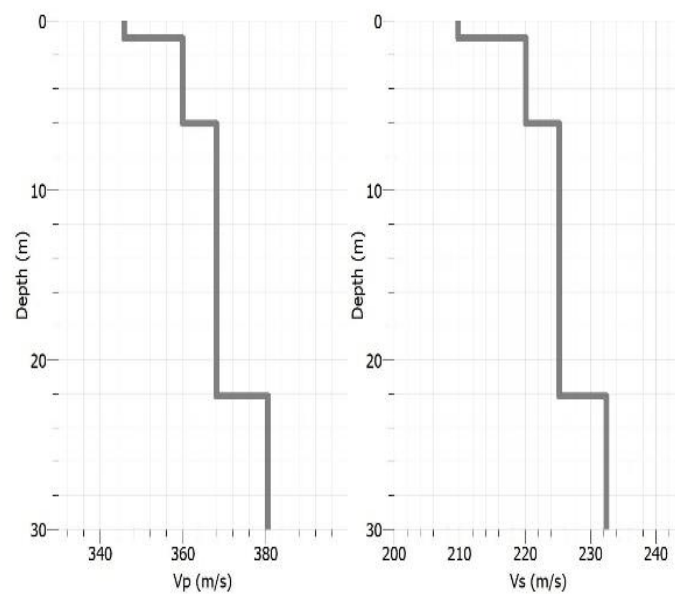


Ilustración 76: Perfiles de velocidades Vp y Vs - Línea 4  
Fuente: Los Autores

Estrato	Espesor	Profundidad	Vp
	m	m	m/s
1	1	1	346
2	5	6	360
3	16.10	22.10	368.10
4	7.90	30	380.50
Estrato	Espesor	Profundidad	Vs
	m	m	m/s
1	1	1	210
2	5	6	220
3	16.10	22.10	225.70
4	7.90	30	232.50
<b>Vs30</b>	<b>30</b>	<b>0-30</b>	<b>225.90</b>

Tabla 48: Velocidades Vp y Vs de cada estrato - Línea 4  
Fuente: Los Autores

Según los resultados de las Vs30 obtenidos para cada perfil de las 4 líneas sísmicas, se clasifica el tipo de suelo sísmico mediante la Tabla 44 como se muestra a continuación en la Tabla 49:

Línea	Vs30 (m/s)	Clase
1	274.97	D
2	197.36	D
3	193.27	D
4	301.69	D

*Tabla 49: Clasificación del tipo de suelo sísmico para cada línea  
Fuente: Los Autores*

Las velocidades de corte promedio Vs30 de las 4 líneas sísmicas pertenecen al tipo de suelo sísmico de clase D por estar en el rango de  $180 \text{ m/s} \leq \text{VS},30 \leq 360 \text{ m/s}$ , esto de acuerdo a la clasificación de la NEC (2015) y código estadounidense NEHRP.

## **CAPITULO IV: RESULTADOS**

Luego de aplicar los métodos de exploración directa (Calicatas, DCP), método de exploración indirecta (geofísica) y realizar ensayos en laboratorio (humedades, distribución granulométrica, límites de Atterberg, corte directo, triaxial, etc) detallados en capítulos anteriores se procede a correlacionar los resultados de los parámetros e información de los estratos dentro de este capítulo.

La interpretación de los resultados permitirá verificar la confiabilidad del ensayo geofísico con respecto a la forma convencional de adquirir información de un suelo (calicatas y ensayos de laboratorio), así como la implementación del ensayo DCP para obtener la resistencia del suelo (CBR) en un periodo de tiempo menor al ensayo Próctor estándar y de esta manera poseer mayor información para comparar los métodos directos e indirectos.

Los datos concluyentes de los ensayos de laboratorio (humedades, pesos específicos, compresión simple, triaxial, etc) y ensayos en campo (DCP, Sísmica de refracción) serán primordiales para determinar los parámetros físicos, mecánicos y elásticos del subsuelo.

### **4.1 Determinación de parámetros del suelo método directo (Calicatas y DCP)**

La metodología empleada para establecer los parámetros de las calicatas en la zona estudiada se desarrolló en función de los ensayos de laboratorio de contenido de humedad, pesos específicos, límites de consistencia o Atterberg, granulometría, clasificación de suelos, compresión simple, corte directo y triaxial, considerando las normas vigentes establecidas. En el caso de los parámetros mecánicos se seleccionaron los valores de cohesión del ensayo de corte directo y el ángulo de fricción del ensayo triaxial por presentar resultados más coherentes respecto al tipo de suelo determinados en la clasificación de SUCS, los valores de humedad y pesos específicos fueron muy similares por lo que se promediaron para su resultado final. En la capacidad de carga se utilizó el método de Terzagui por falla general de corte en todas las

calicatas y el método de Skempton únicamente para la calicata 3 por presentar características propias de suelos puramente cohesivos.

Con respecto al ensayo de campo del cono dinámico (DCP) se realizaron de manera superficial 2 excavaciones pequeñas con pico y pala cerca de cada calicata con la finalidad de tener información más verídica. Al emplear un equipo que penetra el suelo se obtuvo lecturas en función del número de golpes con relación a las profundidades alcanzadas que mediante la utilización de fórmulas empíricas fue posible obtener el CBR del sitio y clasificar los estratos en función de la Tabla 7 presentada por el autor Bowles (1978).

A continuación, en la Tabla 50 se muestra de forma global los resultados de parámetros físicos (humedad, límite líquido, límite plástico, porcentaje de agregados y clasificación del suelo) con muestras alteradas y mecánicos (ángulo de fricción, cohesión y capacidad de carga) con muestras inalteradas utilizando el ensayo de calicatas, así como la información del ensayo DCP (humedad y clasificación del suelo en función del CBR) que permite comprobar si los resultados de parámetros físicos de las calicatas son confiables.

Como se puede visualizar en la tabla mencionada anteriormente, los suelos que conforman la zona de estudio son limos y arcillas en su mayoría de baja plasticidad con humedades bajas y medias (13.09 – 16.10), perteneciendo al grupo de suelos cohesivos. Los suelos tienen un comportamiento rígido porque los valores de cohesión están entre rangos de medios a elevados (0.46 – 2.02), esto quiere decir que las partículas van a estar más adheridas entre sí. En el análisis realizado de la capacidad de carga se puede notar una diferencia que parece insignificativa entre el método de Terzaghi y Skempton, pero es importante mencionar que en esa calicata a mayor profundidad la cohesión trabajará más por ser un suelo netamente cohesivo ( $\phi = 0$ ).

En el ensayo del cono dinámico (DCP) los resultados obtenidos de CBR permiten verificar que efectivamente los suelos son del tipo arcilloso y limoso.

EXPLORACIÓN DIRECTA																							
CALICATAS O TRINCHERAS																		CONO DINÁMICO (DCP)					
No.	Profundidad (m)	Estrato	Espesor (m)	Parámetros Físicos							Parámetros Mecánicos							Ubicación	Profundidad (m)	CBR (%)	Parámetros Físicos		
				w (%)	LL	LP	% Finos	% Arena	% Grava	Clasificación SUCS	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Humedad w (%)	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	Zapata Cuadrada					Humedad w (%)	Clasificación en función del CBR	
																Terzaghi q <sub>adm</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Skempton q <sub>adm</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )						
C1	1.9	1	1.2	13.64	44.16	22.89	60	37	3	CL	-	-	-	-	-	-	-	CC1	1.03	18.83	26.56	CL	
	4.5	2	2.6	15.58	37.25	28.43	57	41	2	ML	25	0.46	19.25	1.88	1.58	7.78	-		-	-	-		
C2	1.7	1	1.1	13.10	45.90	31.52	86	13	1	ML	-	-	-	-	-	-	-	CC2	1.11	20.97	20.29	ML	
	4.3	2	2.6	13.09	48.52	29.07	80	20	0	ML	4	1.03	20.39	1.87	1.55	3.39	-		-	-	-		
C3	3.2	1	2.8	16.10	87.96	43.04	86	14	0	MH	-	-	-	-	-	-	-	CC3	1.17	8.96	23.45	Tal vez MH	
	4.5	2	1.3	10.29	43.70	23.21	63	35	2	CL	0	2.02	18.78	1.95	1.64	5.18	5.78		-	-	-	-	

Tabla 50: Resultados de diferentes parámetros - método de exploración directa  
Fuente: Los Autores

#### **4.1 Determinación de parámetros del suelo método indirecto (Sísmica de refracción)**

El ensayo de sísmica de refracción consistió básicamente en tres pasos (adquisición de datos sísmicos, transformación e inversión de curvas de dispersión) para descubrir las velocidades de compresión ( $V_p$ ) y velocidades de corte ( $V_s$ ) en el subsuelo a profundidades de hasta 30 metros, con estas velocidades se clasifico el suelo (parámetro físico) según la ASTM D5777 (2000) y el autor Redpath (1973). Los parámetros mecánicos y elásticos se determinaron por medio de correlaciones empíricas utilizadas en algunos países como Rusia. En esta investigación se utilizaron fórmulas que están en función de  $V_p$  y  $V_s$ , así como los autores Naranjo & Dranichnikov (2012) y Tezcan et al (2009) implementan en sus libros e investigaciones.

A continuación, en la Tabla 51 se presenta de forma global los parámetros físicos (humedad y tipo de suelo), mecánicos (ángulo de fricción, cohesión & capacidad de carga) y elásticos (coeficiente de Poisson, módulo de elasticidad y módulo de rigidez). El tipo de suelo encontrado mediante la exploración directa en su mayoría son arcillas y limos, las humedades son relativamente bajas (7.80 – 9.42), de acuerdo al tipo de suelo la cohesión presenta rangos aceptables (0.09- 0.46), pero los valores del ángulo de fricción están muy elevados. El coeficiente de Poisson presenta resultados similares entre sí (0.199 – 0.218) que de acuerdo a la Tabla 16 pueden ser arcillas no saturadas o arcillas arenosas. De igual manera en el análisis de los resultados con los  $V_p$  y  $V_s$  en el módulo de elasticidad los valores tienen un rango aceptable (1362.04 – 3254.42) definiéndolos como arcillas arenosas o suelos duros, esto en función de la Tabla 14 y Tabla 15.

EXPLORACIÓN INDIRECTA													
Método Sísmica de Refracción													
Línea	Estrato	Prof. (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Parámetros Físicos		Parámetros Mecánicos				Parámetros Elásticos		
					w (%)	Tipo de suelo	$\phi$ (grados)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	q <sub>adm</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	$\eta$	E (kg/cm <sup>2</sup> )	G (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1	1	415	253.5	9.01	Suelo Intemperizado	30.6	0.37	1.716	9.83	0.202	2703.49	1124.22
	2	7.8	441	270	9.28	Arcilloso	30.64	0.43	1.721	10.5	0.200	3070.77	1279.27
	3	30	454	277.6	9.42	Arcilloso	30.62	0.46	1.724	10.81	0.201	3254.42	1354.39
2	1	1	303.8	186	7.84	Suelo Intemperizado	30.64	0.10	1.694	7.12	0.200	1433.6	597.23
	2	6.1	317	193.9	7.98	Arcilloso húmedo o Limoso	30.62	0.13	1.696	7.43	0.201	1561.61	650.08
	3	30	326	199	8.07	Arcilloso húmedo o Limoso	30.59	0.15	1.698	7.64	0.203	1649.26	685.46
3	1	1.1	299.8	180	7.80	Suelo Intemperizado	30.33	0.09	1.693	6.88	0.218	1362.04	559.05
	2	9.6	310.9	189.9	7.91	Arcilloso húmedo o Limoso	30.6	0.12	1.695	7.27	0.202	1498.42	623.07
	3	30	320.8	195.5	8.02	Arcilloso húmedo o Limoso	30.57	0.14	1.697	7.5	0.205	1592.84	661.15
4	1	1	346	210	8.28	Suelo Intemperizado	30.5	0.20	1.702	8.08	0.208	1849.25	765.17
	2	6	360	220	8.43	Arcilloso húmedo o Limoso	30.61	0.23	1.705	8.48	0.202	2022.17	841.19
	3	22.1	368.1	225.7	8.52	Arcilloso húmedo o Limoso	30.66	0.25	1.707	8.7	0.199	2124.71	886.2
	4	30	380.5	232.5	8.65	Arcilloso húmedo o Limoso	30.61	0.28	1.709	16.96	0.202	2264.24	941.8

Tabla 51: Resultados de diferentes parámetros - método de exploración indirecta

Fuente: Los Autores

## 4.2 Análisis de datos y correlación de resultados

En la Tabla 52 se indica los parámetros físicos de acuerdo al método directo e indirecto, internamente en el método directo existe una comprobación respecto al tipo de suelo de la calicata con el cono dinámico, a excepción del punto de estudio 3 donde el MH en el DCP es indeciso, pero se asumió que si podría ser ese suelo porque en su clasificación mediante el CBR está muy cercano al rango donde establece que es un suelo limoso de alta plasticidad. Entre el ensayo de la sísmica y las calicatas los resultados confirman que en la zona de investigación existen arcillas y limos.

Puntos de estudio	Tipo de Ensayo										
	Método Directo						Método Indirecto				
	Calicata			Cono dinámico (DCP)			Sísmica de refracción				
	Prof. (m)	w (%)	Tipo de suelo	Prof. (m)	w (%)	Tipo de suelo CBR	Prof. (m)	w (%)	Tipo de suelo	V <sub>s30</sub> (m/s)	Tipo de suelo NEC
P1	1.9	13.64	CL	1.03	26.56	CL	1	9.01	Capa vegetal	274.97	D
	4.5	15.58	ML	-	-	-	7.8	9.28	Arcilloso		
	-	-	-	-	-	-	30	9.42			
P2	1.7	13.10	ML	1.11	20.29	ML	1	7.84	Capa vegetal	197.36	D
	4.3	13.09	ML	-	-	-	6.1	7.98	Arcilloso húmedo - Limoso		
	-	-	-	-	-	-	30	8.07			
P3	3.2	16.10	MH	1.17	23.45	Tal vez MH	1.1	7.80	Capa vegetal	193.27	D
	4.5	10.29	CL	-	-	-	9.6	7.91	Arcilloso húmedo - Limoso		
	-	-	-	-	-	-	30	8.02			

Tabla 52: Correlación de parámetros físicos entre el método directo e indirecto

Fuente: Los autores

En la Tabla 53 se presenta los parámetros mecánicos de acuerdo al método directo e indirecto, los resultados de la cohesión y ángulo de fricción no concuerdan entre sí, debido a que las fórmulas geofísicas corresponden a un tipo de suelo que tiene características diferentes a la zona de estudio.

Puntos de estudio	Tipo de Ensayo							
	Método Directo				Método Indirecto			
	Calicata				Sísmica de refracción			
	Prof. (m)	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Prof. (m)	$\phi$ (grados)	$c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
P1	3.6	25	0.46	7.78	1	30.60	0.37	9.83
					7.8	30.64	0.43	10.50
					30	30.62	0.46	10.81
P2	3.48	4	1.03	3.39	1	30.64	0.10	7.12
					6.1	30.62	0.13	7.43
					30	30.59	0.15	7.64
P3	2.5	0	2.02	5.18 - 5.78	1.1	30.33	0.09	6.88
					9.6	30.60	0.12	7.27
					30	30.57	0.14	7.50

Tabla 53: Correlación de parámetros mecánicos entre el método directo e indirecto  
Fuente: Los autores

En la Tabla 54 se observa una comparación entre tipos de suelo por el método de calicata y el método de sísmica de refracción que está en función de los resultados de los parámetros elásticos. Con el análisis descrito en el capítulo 3 del ensayo de límites de Atterberg se obtuvo que los suelos (CL, ML y MH) se encuentran en estado sólido con una consistencia rígida, de igual manera en el método indirecto de acuerdo a los valores obtenidos del coeficiente de Poisson y módulo de elasticidad manifiestan que se trata de una arcilla no saturada o un suelo compacto. De modo que ambos métodos tienen una relación aceptable.

Puntos de estudio	Tipo de Ensayo						
	Método Directo			Método Indirecto			
	Calicata			Sísmica de refracción			
	Prof. (m)	Tipo de suelo	Prof. (m)	$\eta$	E (kg/cm <sup>2</sup> )	G (kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo de suelo
P1	1.9	Arcilla de baja plasticidad	1	0.20	2703.49	1124.22	Arcilla no saturada o arenosa
	4.5	Limo de baja plasticidad	7.8	0.20	3070.77	1279.27	Arcilla no saturada o arenosa
	-	-	30	0.20	3254.42	1354.39	Arcilla no saturada o arenosa
P2	1.7	Limo de baja plasticidad	1	0.20	1433.60	597.23	Arcilla no saturada o arenosa
	4.3	Limo de baja plasticidad	6.1	0.20	1561.61	650.08	Arcilla no saturada o arenosa
	-	-	30	0.20	1649.26	685.46	Arcilla no saturada o arenosa

P3	3.2	Limo de alta plasticidad	1.1	0.22	1362.04	559.05	Arcilla no saturada o arenosa
	4.5	Arcilla de baja plasticidad	9.6	0.20	1498.42	623.07	Arcilla no saturada o arenosa
	-	-	30	0.20	1592.84	661.15	Arcilla no saturada o arenosa

Tabla 54: Correlación de parámetros elásticos entre el método directo e indirecto

Fuente: Los autores

En las tablas 55, 56 y 57 se muestran las estratigrafías del campus Miracielos analizado por el método directo e indirecto para el presente trabajo de titulación:





Perfil Estratigráfico - Método Directo e Indirecto					
Ubicación: Campus Miracielos "UCACUE"					
Autores: Galarza Daniela - Rojas José Luis					
CALICATA 1			SÍSMICA DE REFRACCIÓN (Línea 1)		
Espesor (m)	Gráfica	Descripción	Espesor (m)	Gráfica	Descripción
0.70		Capa vegetal - pasto	1		Suelo Intemperizado
1.20		Arcillas inorgánicas de baja plasticidad, color café-amarillo			29
2.60		Limo arenoso de baja plasticidad, color café claro			

Tabla 55: Estratigrafía comparativa entre la calicata 1 y línea sísmica 1

Fuente: Los autores





Perfil Estratigráfico - Método Directo e Indirecto					
Ubicación: Campus Miracielos "UCACUE"					
Autores: Galarza Daniela - Rojas José Luis					
CALICATA 2			SÍSMICA DE REFRACCIÓN (Línea 2)		
Espesor (m)	Gráfica	Descripción	Espesor (m)	Gráfica	Descripción
0.60		Capa vegetal - pasto	1		Suelo intemperizado
1.10		Limo arenoso de baja plasticidad, color gris			29
2.60		Limo arenoso de baja plasticidad, color café claro			

Tabla 56: Estratigrafía comparativa entre la calicata 2 y línea sísmica 2  
Fuente: Los autores





Perfil Estratigráfico - Método Directo e Indirecto					
Ubicación: Campus Miracielos "UCACUE"					
Autores: Galarza Daniela - Rojas José Luis					
CALICATA 3			SÍSMICA DE REFRACCIÓN (Línea 3)		
Espesor (m)	Gráfica	Descripción	Espesor (m)	Gráfica	Descripción
0.40		Capa vegetal - pasto	1.10		Suelo intemperizado
2.80		Limo arenoso de alta plasticidad, color gris			28.90
1.30		Arcillas inorgánicas de baja plasticidad, color café-gris			

Tabla 57: Estratigrafía comparativa entre la calicata 3 y línea sísmica 3  
Fuente: Los autores

## CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones

- En la zona de estudio en una pequeña parte está presente la formación Mangan del periodo terciario ya que se comprobó la presencia de limos y arcillas obtenidas mediante la clasificación SUCS y en función de las ondas de compresión ( $V_p$ ) y corte ( $V_s$ ).
- De acuerdo a los ensayos de laboratorio y la inspección visual se pudo verificar la geología específica compuesta por terrazas aluviales que contiene estratos de limo y arcilla.
- Se obtuvo los parámetros físicos, mecánicos y elásticos a través de la aplicación de métodos directos e indirectos permitiendo correlacionar los resultados, confirmando que la información de la sísmica de refracción es confiable casi en su totalidad.
- La correlación de parámetros físicos por ambos métodos dio resultados bastante similares respecto al tipo de suelo, coincidiendo en la mayoría de estratos que el suelo es arcilloso y limoso, de igual manera con las humedades se tiene bastante concordancia llegando a la conclusión que con ambos métodos se obtuvo que los suelos tienen humedades bajas.
- Los parámetros mecánicos de la geofísica presentaron valores de cohesión y ángulos de fricción muy distintos al método directo, debido a que se encontraron únicamente fórmulas aplicadas en la sísmica para suelos saprolíticos y limos de loess que presentan diferentes características a las conformadas en el suelo estudiado de esta investigación.
- La correlación de parámetros elásticos entre el método directo e indirecto dieron resultados que coinciden con respecto a la consistencia del suelo, ya que según los índices de consistencia y liquidez son suelos muy duros en estado seco; de igual manera con relación al módulo de elasticidad obtenido en la sísmica los suelos son compactos.

- En el análisis de la capacidad de carga es conveniente utilizar los resultados por métodos convencionales porque están en función de la profundidad de cimentación, al contrario, el método geofísico de sísmica de refracción (MASW) puede identificar estratos predominantes a profundidades mayores, sin embargo, en capas superficiales no puede identificar si existe otro tipo de estrato dentro del estrato predominante provocando una variación en la capacidad de carga.
- En relación al tiempo empleado para obtener los resultados de los parámetros geotécnicos el ensayo de la sísmica de refracción es menor al de los métodos convencionales (ensayos de laboratorio), permitiendo obtener perfiles estratigráficos y velocidades de onda cortantes ( $V_s$ ) con lo que es posible identificar de acuerdo a la NEC el tipo de suelo sísmico sobre el que se va a cimentar.

## **5.2 Recomendaciones**

- Se recomienda que en un diseño de cimentaciones además de los métodos convencionales se puede también considerar el método de la sísmica de refracción para obtener la capacidad de carga, dado que su proceso de cálculo depende únicamente de la velocidad de corte ( $V_s$ ) y la anchura de cimentación sin considerar parámetros como cohesión y ángulo de fricción que en este estudio resultaron ser no confiables.
- Debido a que el equipo mecánico tiene limitaciones en la extracción mínima requerida por la NEC, se recomienda el uso del ensayo de penetración estándar SPT con el que es posible alcanzar mayores profundidades y que a diferencia del método de calicatas es de mucha utilidad para obtener muestras inalteradas para laboratorio en materiales granulares (grava y arena).
- Es importante verificar que las condiciones del clima sean favorables para realizar las tomas de muestra y de esta forma garantizar que las condiciones del suelo no se vean afectadas provocando errores en los resultados.

- Para el análisis de carga en suelos netamente cohesivos se sugiere considerar el método propuesto por Skempton ya que la cohesión trabaja mejor cuando su profundidad aumenta beneficiando a la capacidad de carga admisible.

## BIBLIOGRAFÍA

- Ampuero S., A. (1999). Velocidades de ondas medidas en Santiago con el ensayo de refracción sísmica. *Pontificia Universidad Católica de Chile*.
- ASTM D5777. (2000). Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation. ASTM International.
- Bowles, J. (1978). *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*. Mexico DF: Libros McGraw-Hill .
- Bowles, J. (1997). *Foundation analysis and design* (Quinta ed.). Singapur: McGraw-Hil.
- Braja M., D. (1985). *Fundamentos de ingeniería Geotécnica*. Sacramento - California.
- Braja M., D. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Mexico: Cengage Learning.
- Braja M., D. (2015). *Fundamentos de la ingeniería geotécnica* (Cuarta ed.). Mexico: Cengage Learning.
- BSSC. (2003). *NEHRP Recommended Provisions for New Buildings and Other Structures, Part I (Provisions) and Part II (Commentary)*. Washington D.C: FEMA.
- Collazos, I. C., Gonzales, I. O., & Ante, C. (2006). *Docplayer*. Obtenido de Ensayo de Penetración Estándar (SPT): <https://docplayer.es/54826526-Ensayo-de-penetracion-estandar-spt-carlos-collazos-oliver-gonzalez-carlos-ante-diego-bravo-angel-concha.html>
- Correia Machuca, N. A. (2015). Obtención del perfil de velocidad de onda de corte mediante método masw y comparación con ensayo tipo downhole en estaciones sismológicas de zona central. *Memoria para optar al título de Ingeniera Civil*. Universidad de Chile, Santiago de Chile.

- Cosenza, A. B. (2006). Sondeo eléctrico vertical como metodología geofísica en el estudio de capas acuíferas en la finca "El Baúl", Santa Lucía Cotzumalguapa. *Trabajo de graduación*. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Mexico: Limusa.
- Díaz del Castillo, S. L. (20 de Septiembre de 2007). Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie. Mexico.
- Díaz Suárez, J. (1998). Esfuerzo y resistencia al cortante. En *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales* (pág. 36). Bucaramanga: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Durán, M. (2015). Capacidad de carga del suelo, consolidación de la masa de suelo y esfuerzo cortante. *Universidad Nacional Experimental "Francisco de Miranda" (UNEFM)*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/mariaedurans/temas-5-y-6-capacidad-de-carga-del-suelo-consolidacin-y-esfuerzo-cortante>
- Ensayo de corte directo. (s.f.). *Instituto de Estructuras y Transporte*. Obtenido de <https://www.fing.edu.uy/iet/departamentos/depto-de-ingenier%C3%ADa-geot%C3%A9cnica/laboratorio-ensayos-geotecnicos/ensayo-de-corte-dir>
- Ensayo de penetración estándar SPT. (2019). *Geotécnia Fácil [Publicación de blog]*. Obtenido de <https://geotecniafacil.com/ensayo-de-penetracion-estandar-spt/>
- Facultad de Agronomía, U. d. (2004). *Propiedades Físicas del Suelo*. Montevideo .
- Fimbres, J. M. (2008). *Cientación de puentes*. Ciudad de México.
- Foti, S. (2000). Multistation Methods for Geotechnical Characterization using Surface Waves. *Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica (XII ciclo)*. Politecnico di Torino.
- Foti, S., Hollender , F., Garofalo, F., Albarello, D., Asten, M., & Bard, P. Y. (2018). Guidelines for the good practice of surface wave analysis: a product of the InterPACIFIC project. *Springer*, 54.

GAD Paccha. (2019). Actualización del plan de desarrollo y ordenamiento territorial de la

parroquia Paccha. Obtenido de [http://app.sni.gob.ec/sni-](http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PORTAL_SNI/data_sigad_plus/sigadplusdocumentofinal/0160029250001_A)

[link/sni/PORTAL\\_SNI/data\\_sigad\\_plus/sigadplusdocumentofinal/0160029250001\\_A](http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PORTAL_SNI/data_sigad_plus/sigadplusdocumentofinal/0160029250001_A)  
[CTUALIZACION%20PDOT%20PACCHA\\_02-07-2016\\_23-54-32.pdf](http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PORTAL_SNI/data_sigad_plus/sigadplusdocumentofinal/0160029250001_A)

Garibay, M. T., Torres, P., & Angelone, S. (2017). Reconocimiento de suelos. En *Geología y*

*Geotécnia* (pág. 110). Obtenido de

[https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Rec%20de%20suelos%201sem%20](https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Rec%20de%20suelos%201sem%202017.pdf)  
[2017.pdf](https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Rec%20de%20suelos%201sem%202017.pdf)

Geotecnia. (s.f.). *Geotecnia Facil*. Obtenido de [https://geotecniafacil.com/limites-de-](https://geotecniafacil.com/limites-de-atteberg/#Determinacion_del_indice_de_fluidez_o_liquidez)

[atteberg/#Determinacion\\_del\\_indice\\_de\\_fluidez\\_o\\_liquidez](https://geotecniafacil.com/limites-de-atteberg/#Determinacion_del_indice_de_fluidez_o_liquidez)

Gonzaga, M. A. (2018). Evolución tectono-sedimentaria de la cuenca miocénica de Cuenca.

*Trabajo previo a la obtención del título de Ingeniero Geólogo*. Escuela Politécnica Nacional, Quito.

Henríquez Pantaleón, C. I. (2007). Mejora de terrenos potencialmente licuables con

inyecciones de compactación. *Tesis Doctoral*. Universidad Politécnica de Madrid.

Huamán, C. (1999). *Implementación del equipo de adquisición de datos de prospección*

*sísmica*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

Hurtado, D. I. (s.f.). *Exploración Geotécnica*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.

Leal Lepe, K., Poblete Freire, M., & Villalobos, F. (2016). Resultados preliminares de

ensayos dilatométricos en suelos limosos de Talcahuano y arenosos de Concón.

López, J. M., Mejía, J. A., & Vega, N. D. (2008). Aplicación del método de refracción

sísmica para la determinación de velocidades de ondas P. *Tesis de ingeniería*.

Universidad de El Salvador, San Salvador.

- Morales, C., Schmitz, M., & Pullammanappallil, S. (2015). Calibración del modelo geológico - geofísico del subsuelo de Barquisimeto y Cabudare a través de métodos sísmicos y la respuesta espectral en superficie. *Boletín de Geología*, 57-66.
- Naranjo, H., & Dranichnikov, T. (2012). *Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional*. Cuenca: Abya-Yala.
- NEC-SE-CG. (2015). Cargas (No Sísmicas). En N. E. Construcción. Quito: MIDUVI.
- NEC-SE-GC. (2015). Geotecnia y Cimentaciones. Quito: MIDUVI.
- Núñez Del Arco, E. (2003). *Geología del Ecuador*. Guayaquil.
- Orellana, E. (1992). *Prospección geoeléctrica en corriente continua* (Segunda ed.). Madrid: Paraninfo.
- Orta, G. B. (1961). Exploración sismológica por el método de refracción. *Boletín de la sociedad geológica Mexicana*, 43-57.
- Osorio, S. (25 de Noviembre de 2010). *Apuntes de Geotecnia con Énfasis en Laderas*.  
Obtenido de <http://geotecnia-sor.blogspot.com/2010/11/plasticidad-del-suelo-limites-de.html#:~:text=Plasticidad%3A%20Propiedad%20de%20un%20material,y%20sin%20desmoronarse%20ni%20agrietarse>
- Osorio, S. (26 de Febrero de 2012). *Apuntes de geotecnia con énfasis en laderas [Publicación de blog]*. Obtenido de <http://geotecnia-sor.blogspot.com/search/label/El%20Ascenso%20de%20la%20Geotecnia%20en%201936>
- Parra, A. C. (2016). Georeferenciación, análisis y función del patrimonio toponímico del cantón Cuenca: parroquia rural de Ricaurte. *Trabajo de titulación previo a la obtención del Título de Licenciada en Ciencias de la Educación en Historia y Geografía*. Universidad de Cuenca, Cuenca.
- PASI. (2016). User Manual Seismograph GEA24. Torino, Italia: P.A.S.I. srl.

- Pérez Valcárcel, J. (s.f.). Conceptos generales de la mecánica del suelo. *Introducción a la mecánica del suelo*. España. Obtenido de <https://www.udc.es/dep/dtcon/estructuras/ETSAC/Profesores/valcarcel/MaterMRHE-0809/1a-Mecanica%20Suelo.pdf>
- Proyecto PRECUPA. (1998). Prevención de desastres naturales en la cuenca del Paute. *Informe final*. Cuenca: CSS.
- Puy Santín, A. J. (2005). Influencia de la temperatura en el límite líquido para suelos con diferentes índices de plasticidad. *Capítulo 1. Introducción* .
- Redpath, B. (1973). Seismic refraction exploration for engineering site investigations. *Explosive excavation research laboratory Livermore*. California, Estados Unidos.
- Rodríguez, M. A. (2001). Geofísica aplicada a la obra civil. Método geolétrico y sísmica de refracción. Casos prácticos. *Geoconsult Ingenieros Consultores*. Valencia, España.
- Rosales Climent, C. (2001). *Comportamiento sísmico de los depósitos de suelos del área del Canaveralejo, Cali, Colombia*. Universidad del Valle, Santiago de Cali, Colombia.
- Salas, O. V. (2011). Ensayos triaxiales para suelos. *Métodos y materiales*, 14-24.
- Schmidt, V. (2012). Determinación del parámetro Vs30 usando los métodos FK y SPAC en la bahía de Cádiz (Sur de España). *Ingeniería*, 39-54.
- SIGTIERRAS. (2015). *Levantamiento de cartografía temática escala 1:25.000, Lote 2*. Cuenca. Obtenido de [http://metadatos.sigtierras.gob.ec/pdf/Memoria\\_tecnica\\_Geomorfologia\\_CUENCA\\_20151117.pdf](http://metadatos.sigtierras.gob.ec/pdf/Memoria_tecnica_Geomorfologia_CUENCA_20151117.pdf)
- Tezcan, S., Ozdemir, Z., & Keceli, A. (2009). Seismic technique to determine the allowable bearing pressure for shallow foundations in soils and rocks. *Versita*, 13.
- Umpiérrez, V. (2003). Experiencias en la Aplicación de Metodologías al Control de Obra y la. Montevideo, Uruguay: UDELAR.

Universitat Politècnica de Catalunya. (s.f.). *Procesos, formas y depósitos fluviales*. Obtenido de [https://deca.upc.edu/es/el-](https://deca.upc.edu/es/el-departamento/secciones/itcg/docencia/assignaturas/geolquat/teoria/T4/T4-PFD-fluviales-3)

[departamento/secciones/itcg/docencia/assignaturas/geolquat/teoria/T4/T4-PFD-fluviales-3](https://deca.upc.edu/es/el-departamento/secciones/itcg/docencia/assignaturas/geolquat/teoria/T4/T4-PFD-fluviales-3)

USDA, U. S. (1975). *The Twelve orders of Soil Taxonomy*.

Vargas, C., Vargas, L., & Coto, M. (2009). Análisis espectral de ondas superficiales: Aplicación efectiva para la caracterización geológica de ocho sitios distintos de cimentación en Costa Rica. *Revista geológica de América central*.

Vélez, P. (2012). Comprobación de las correlaciones de la presión de expansión con las propiedades índices en suelos del sector Challuabamba, Cuenca. Cuenca, Azuay, Ecuador.

Wilda, J., Olmer, G., Denia, L., & Carlito, J. (2016). *Contenido de Humedad de un Suelo*. Juliaca.

Zhigue, L. O. (18 de Octubre de 2016). Velocidades de ondas de corte y períodos de vibración del suelo en la parroquia Machala de la ciudad de Machala. Machala, Ecuador.

## ANEXOS

### Índice de Anexos

**ANEXO 1:** Respaldo fotográfico de ensayos de campo (Calicatas)

**ANEXO 2:** Respaldo fotográfico de ensayos de campo (Sísmica de refracción)

**ANEXO 3:** Cálculo en Excel de la granulometría de los suelos

**ANEXO 4:** Cálculo en Excel de los límites de Atterberg de los suelos

**ANEXO 5:** Cálculo en Excel de compresión simple de los suelos

**ANEXO 6:** Cálculo en Excel de la cohesión y ángulo de fricción de los suelos por corte directo

**ANEXO 7:** Cálculo en Excel de la cohesión y ángulo de fricción de los suelos por compresión triaxial

**ANEXO 8:** Cálculo en Excel de la capacidad de carga de los suelos – método convencional

**ANEXO 9:** Cálculo en Excel del ensayo DCP (Cono Dinámico)

**ANEXO 10:** Registro de grabación de líneas con lectura de la señal en GEOPSY

**ANEXO 11:** Cálculo en Excel de la capacidad de carga de los suelos – método geofísico

**ANEXO 1:** Respaldo fotográfico de  
ensayos de campo (Calicatas)

## CALICATA 1



## CALICATA 2



## CALICATA 3



**ANEXO 2:** Respaldo fotográfico de  
ensayos de campo (Sísmica de  
refracción)

## LÍNEA SÍSMICA 1



## LÍNEA SÍSMICA 2



## LÍNEA SÍSMICA 3



## LÍNEA SÍSMICA 4

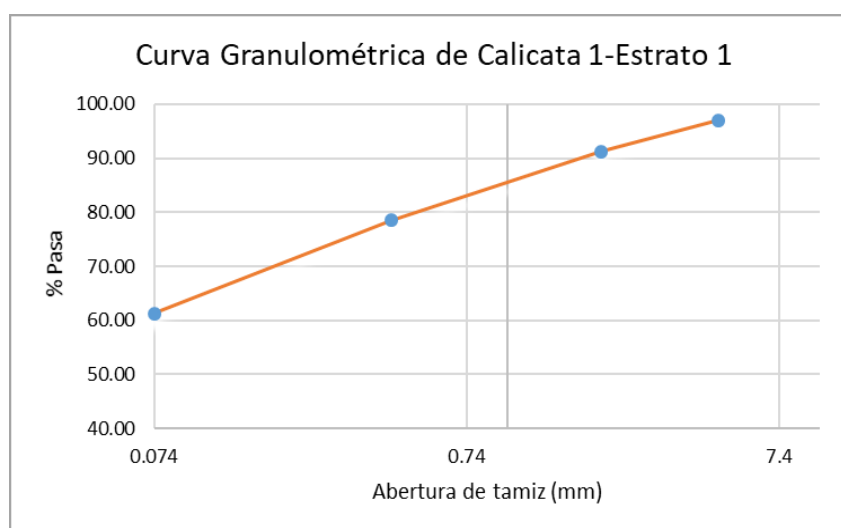


# **ANEXO 3:** Cálculo en Excel de la granulometría de los suelos

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE	
<b>Ensayo:</b> Granulometría				<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020	
<b>Norma:</b> ASTM D422-63				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos	
TAMIZ (Pulg)	ABERTUR A (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (gr)	PESO RETENIDO ACUMULADO (gr)	% RETENIDO ACUMULADO	% ACUMULADO QUE PASA
3"	76.20		—	—	100
2 1/2"	63.50		—	—	100
2"	50.80		—	—	100
1 1/2"	38.10		—	—	100
1"	25.40		—	—	100
3/4"	19.05		—	—	100
1/2"	12.70		—	—	100
3/8"	9.53	0	—	—	100
Nº 4	4.75	12.83	12.83	2.92	97.08
Nº 10	2	25.47	38.30	8.70	91.30
Nº 40	0.425	56.48	94.78	21.54	78.46
Nº 200	0.075	75.47	170.25	38.69	61.31
< Nº 200	< 0.075	1.69	329.75	61.31	

\*Abertura de los tamices tomado del libro "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Braja M. Das, Pg. 8

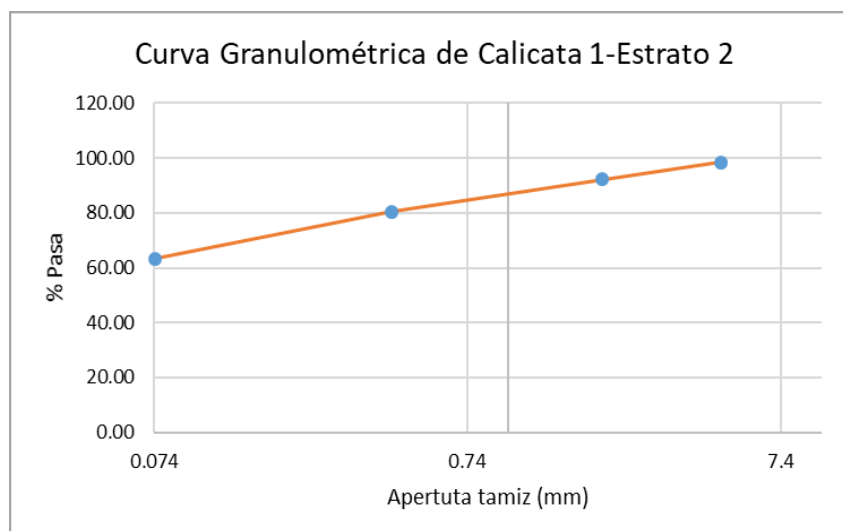
Peso Total de la Muestra (gr)	500	<b>CLASIFICACIÓN</b>	
Peso total antes del lavado (gr)	500	Grava=	3.00%
Peso total despues del lavado (gr)	172	Arena=	37.00%
% Humedad	13.63	Finos=	60.00%
Peso seco (gr)	440	SUCS=	CL (Arcilla de baja plasticidad )



<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE	
<b>Ensayo:</b> Granulometría				<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020	
<b>Norma:</b> ASTM D422-63				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos	
TAMIZ (Pulg)	ABERTUR A (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (gr)	PESO RETENIDO ACUMULADO (gr)	% RETENIDO ACUMULADO	% ACUMULADO QUE PASA
3"	76.20		—	—	100
2 1/2"	63.50		—	—	100
2"	50.80		—	—	100
1 1/2"	38.10		—	—	100
1"	25.40		—	—	100
3/4"	19.05		—	—	100
1/2"	12.70		—	—	100
3/8"	9.53	0	—	—	100
N° 4	4.75	6.5	6.50	1.50	98.50
N° 10	2	31.9	38.40	8.88	91.12
N° 40	0.425	59.3	97.70	22.58	77.42
N° 200	0.075	86.2	183.90	42.51	57.49
< N° 200	< 0.075	10.6	316.1	57.49	

\*Abertura de los tamices tomado del libro "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Braja M. Das, Pg. 8

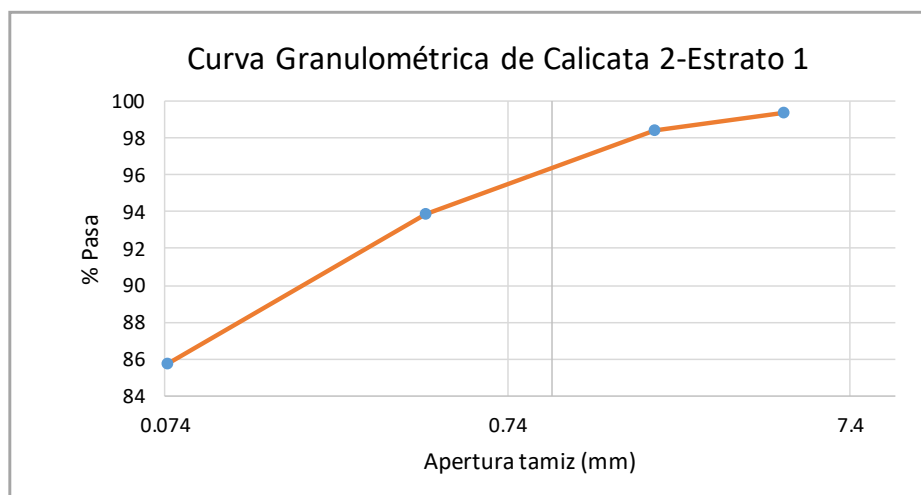
Peso Total de la Muestra (gr)	500	<b>CLASIFICACIÓN</b>	
Peso total antes del lavado (gr)	500		
Peso total despues del lavado (gr)	194.7	Grava=	2.00%
% Humedad	15.58	Arena=	41.00%
Peso seco (gr)	432.6	Finos=	57.00%
		SUCS= ML (Limo de baja plasticidad )	



<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE	
<b>Ensayo:</b> Granulometría				<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020	
<b>Norma:</b> ASTM D422-63				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos	
TAMIZ (Pulg)	ABERTUR A (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (gr)	PESO RETENIDO ACUMULADO (gr)	% RETENIDO ACUMULADO	% ACUMULADO QUE PASA
3"	76.20		—	—	100
2 1/2"	63.50		—	—	100
2"	50.80		—	—	100
1 1/2"	38.10		—	—	100
1"	25.40		—	—	100
3/4"	19.05		—	—	100
1/2"	12.70		—	—	100
3/8"	9.53	0	—	—	100
Nº 4	4.75	2.95	2.95	0.67	99.33
Nº 10	2	3.95	6.90	1.56	98.44
Nº 40	0.425	20.31	27.21	6.15	93.85
Nº 200	0.075	35.68	62.89	14.23	85.77
< Nº 200	< 0.075	0.69	437.11	85.77	

\*Abertura de los tamices tomado del libro "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Braja M. Das, Pg. 8

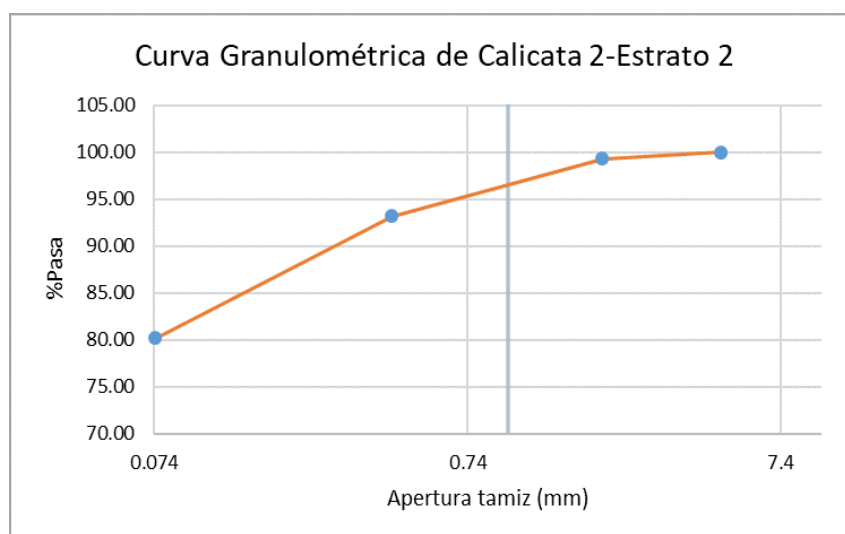
Peso Total de la Muestra (gr)	500	<b>CLASIFICACIÓN</b>	
Peso total antes del lavado (gr)	500	Grava=	1.00%
Peso total despues del lavado (gr)	63.9	Arena=	13.00%
% Humedad	13.10	Finos=	86.00%
Peso seco (gr)	442.09	SUCS=	ML (Limo de baja plasticidad )



<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE	
<b>Ensayo:</b> Granulometría				<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020	
<b>Norma:</b> ASTM D422-63				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos	
TAMIZ (Pulg)	ABERTUR A (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (gr)	PESO RETENIDO ACUMULADO (gr)	% RETENIDO ACUMULADO	% ACUMULADO QUE PASA
3"	76.20		—	—	100
2 1/2"	63.50		—	—	100
2"	50.80		—	—	100
1 1/2"	38.10		—	—	100
1"	25.40		—	—	100
3/4"	19.05		—	—	100
1/2"	12.70		—	—	100
3/8"	9.53	0	—	—	100
Nº 4	4.75	0	0.00	0.00	100.00
Nº 10	2	3.34	3.34	0.76	99.24
Nº 40	0.425	27	30.34	6.86	93.14
Nº 200	0.075	57.1	87.44	19.78	80.22
< Nº 200	< 0.075	1.20	412.56	80.22	

\*Abertura de los tamices tomado del libro "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Braja M. Das, Pg. 8

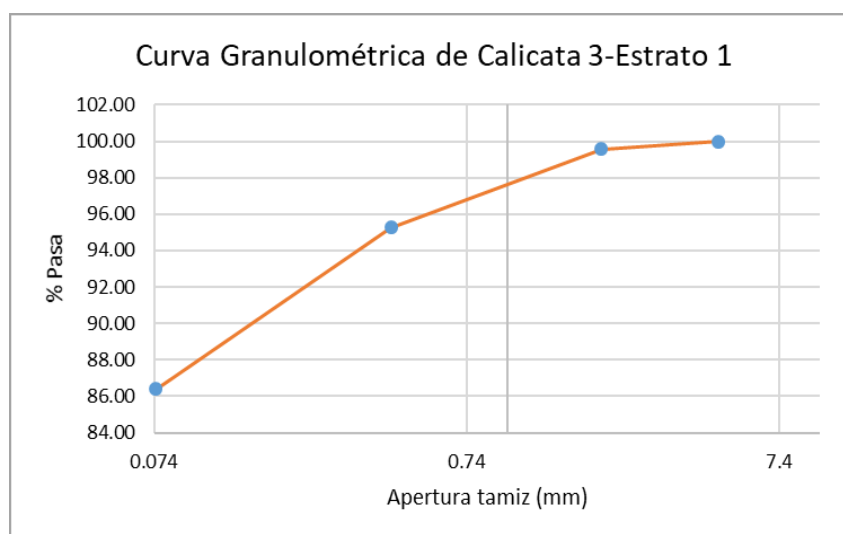
Peso Total de la Muestra (gr)	500	<b>CLASIFICACIÓN</b>	
Peso total antes del lavado (gr)	500	Grava=	0.00%
Peso total despues del lavado (gr)	63.9	Arena=	20.00%
% Humedad	13.09	Finos=	80.00%
Peso seco (gr)	442.13	SUCS= ML (Limo de baja plasticidad )	



<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE	
<b>Ensayo:</b> Granulometría				<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020	
<b>Norma:</b> ASTM D422-63				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos	
TAMIZ (Pulg)	ABERTUR A (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (gr)	PESO RETENIDO ACUMULADO (gr)	% RETENIDO ACUMULADO	% ACUMULADO QUE PASA
3"	76.20		—	—	100
2 1/2"	63.50		—	—	100
2"	50.80		—	—	100
1 1/2"	38.10		—	—	100
1"	25.40		—	—	100
3/4"	19.05		—	—	100
1/2"	12.70		—	—	100
3/8"	9.53	0	—	—	100
Nº 4	4.75	0	0.00	0.00	100.00
Nº 10	2	1.89	1.89	0.44	99.56
Nº 40	0.425	18.48	20.37	4.73	95.27
Nº 200	0.075	38.25	58.62	13.61	86.39
< Nº 200	< 0.075	1.89	441.38	86.39	

\*Abertura de los tamices tomado del libro "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Braja M. Das, Pg. 8

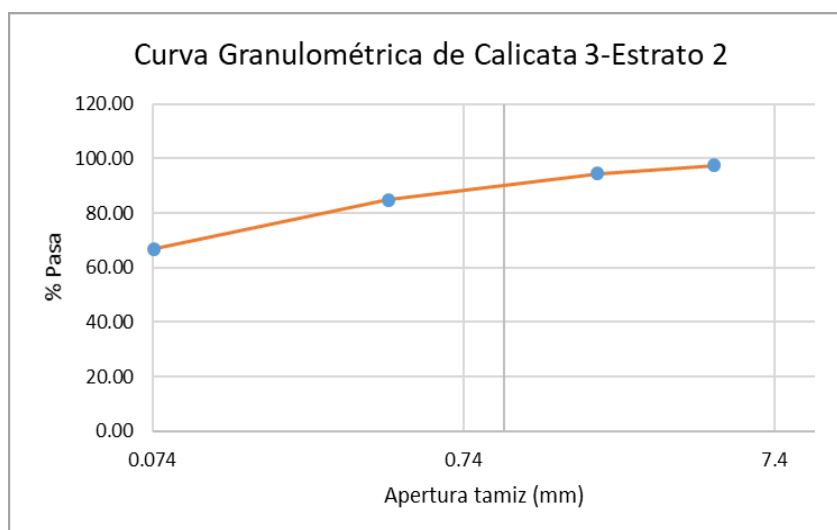
Peso Total de la Muestra (gr)	500	<b>CLASIFICACIÓN</b>	
Peso total antes del lavado (gr)	500	Grava=	0.00%
Peso total despues del lavado (gr)	60.51	Arena=	14.00%
% Humedad	16.10	Finos=	86.00%
Peso seco (gr)	430.66	SUCS= ML (Limo de baja plasticidad )	



<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE	
<b>Ensayo:</b> Granulometría				<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020	
<b>Norma:</b> ASTM D422-63				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos	
TAMIZ (Pulg)	ABERTUR A (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (gr)	PESO RETENIDO ACUMULADO (gr)	% RETENIDO ACUMULADO	% ACUMULADO QUE PASA
3"	76.20		—	—	100
2 1/2"	63.50		—	—	100
2"	50.80		—	—	100
1 1/2"	38.10		—	—	100
1"	25.40		—	—	100
3/4"	19.05		—	—	100
1/2"	12.70		—	—	100
3/8"	9.53	0	—	—	100
Nº 4	4.75	10.99	10.99	2.42	97.58
Nº 10	2	16.9	27.89	6.15	93.85
Nº 40	0.425	47.71	75.60	16.68	83.32
Nº 200	0.075	90.25	165.85	36.58	63.42
< Nº 200	< 0.075	11.66	334.15	63.42	

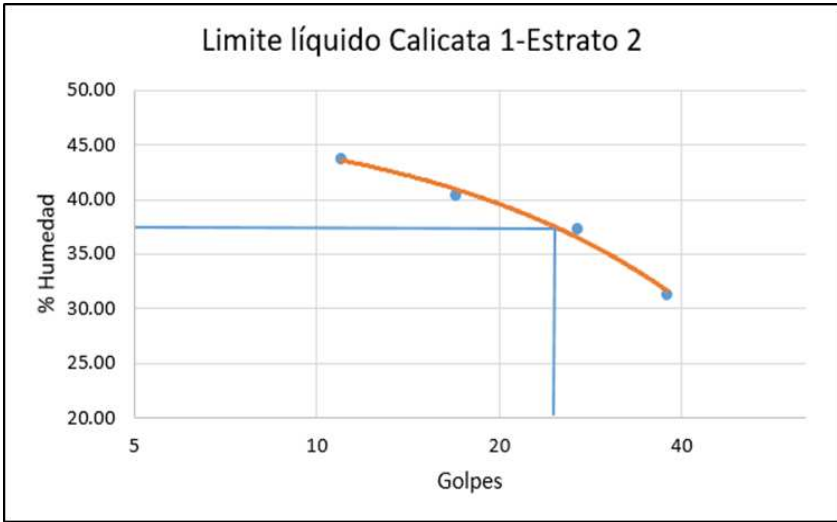
\*Abertura de los tamices tomado del libro "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Braja M. Das, Pg. 8

Peso Total de la Muestra (gr)	500	<b>CLASIFICACIÓN</b>	
Peso total antes del lavado (gr)	500	Grava=	2.00%
Peso total despues del lavado (gr)	170.7	Arena=	35.00%
% Humedad	10.29	Finos=	63.00%
Peso seco (gr)	453.35	SUCS=	ML (Limo de baja plasticidad )



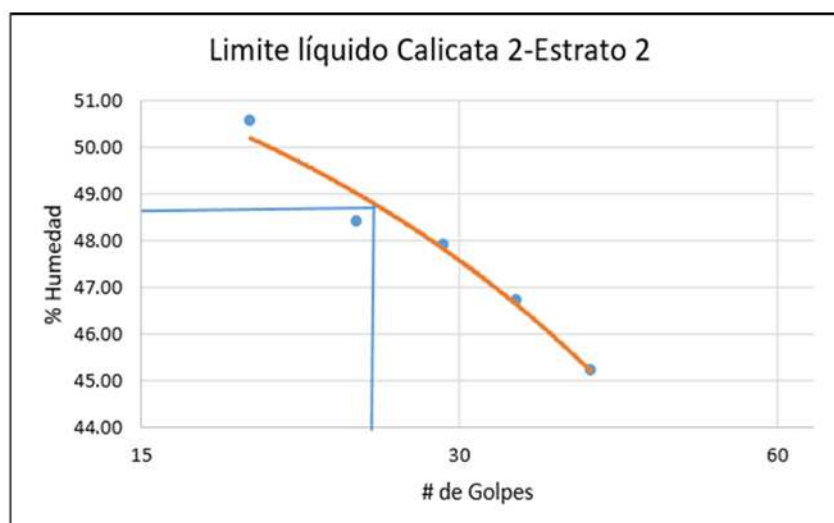
# **ANEXO 4:** Cálculo en Excel de los límites de Atterberg de los suelos

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas			<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE		
<b>Ensayo:</b> Límites de Atterberg			<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020		
<b>Norma:</b> NTE INEN 691, 692 – ASTM D 4318			<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos		
<b>HUMEDAD NATURAL</b>					
Nº DE TARRO	Nº DE GOLPES	PESO SUELO HÚMEDO + TARRO (gr)	PESO SUELO SECO + TARRO (gr)	PESO TARRO (gr)	% HUMEDAD
S5	....	99.9	94.5	54.4	13.47
2	....	104.3	96.9	43.3	13.81
PROMEDIO =			13.64		
<b>LIMITE LÍQUIDO</b>					
202	37	17.3	15.7	11.5	38.10
1	27	40.8	32.1	12.4	44.16
2	18	40.9	31.8	12.3	46.67
5	10	40	31	12.4	48.39
6	15	38.9	30.6	12.2	45.11
<b>LIMITE PLÁSTICO</b>					
61	....	18.1	16.9	12.2	25.53191489
1	....	26	25.03	21	24.06947891
2	....	16.4	15.6	12.2	23.52941176
63	....	16.8	16.1	12.3	18.42105263
PROMEDIO =			22.89		
Límite líquido	44.16				
Límite plástico	22.89				
Índice de plasticidad	21.27				

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas			<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE		
<b>Ensayo:</b> Límites de Atterberg			<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020		
<b>Norma:</b> NTE INEN 691, 692 – ASTM D 4318			<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos		
HUMEDAD NATURAL					
N° DE TARRO	N° DE GOLPES	PESO SUELO HÚMEDO + TARRO (gr)	PESO SUELO SECO + TARRO (gr)	PESO TARRO (gr)	% HUMEDAD
7	....	88.8	82.8	44	15.46
17	....	114.9	106.6	53.7	15.69
PROMEDIO =			15.58		
LIMITE LÍQUIDO					
8	38	17.7	16.2	11.4	31.25
4	27	25	21.5	12.1	37.23
19	17	26.3	22.3	12.4	40.40
33	11	28.6	23.4	11.5	43.70
3	14	28.7	23.7	12.2	43.48
LIMITE PLÁSTICO					
202	....	18.03	16.6	11.56	28.37
6	....	17	15.9	12.23	29.97
8	....	17.68	16.3	11.56	29.11
7	....	17.23	16.2	12.28	26.28
PROMEDIO =			28.43		
					
Límite líquido	37.25				
Límite plástico	28.43				
Índice de plasticidad	8.82				

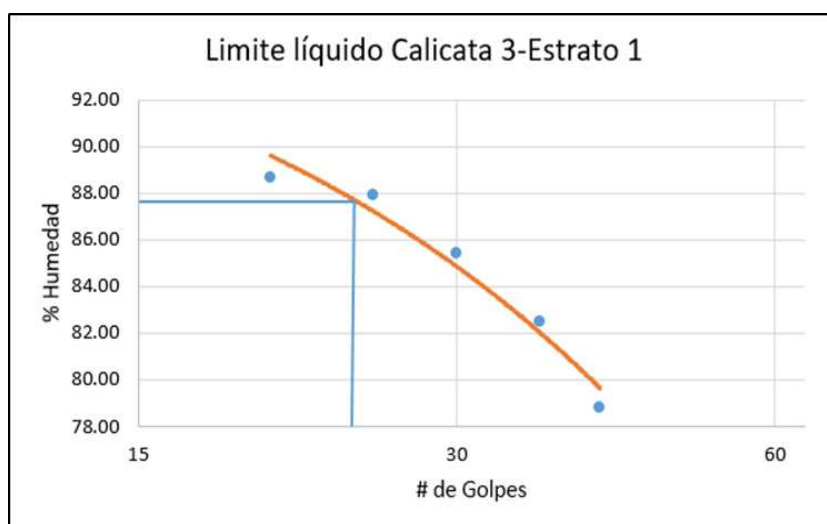
<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas			<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE		
<b>Ensayo:</b> Límites de Atterberg			<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020		
<b>Norma:</b> NTE INEN 691, 692 – ASTM D 4318			<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos		
HUMEDAD NATURAL					
Nº DE TARRO	Nº DE GOLPES	PESO SUELO HÚMEDO + TARRO (gr)	PESO SUELO SECO + TARRO (gr)	PESO TARRO (gr)	% HUMEDAD
11	....	101.7	95	44.2	13.19
5	....	93.6	87.8	43.2	13
PROMEDIO =			13.1		
LIMITE LÍQUIDO					
1	41	19.11	16.9	11.69	42.42
7	33	21.6	18.7	12.27	45.10
204	28	14.04	11	4.36	45.78
S5	11	13.21	10.3	4.1	46.94
a	17	15.56	11.9	4.08	46.80
LIMITE PLÁSTICO					
2	....	18.65	17.2	12.32	29.71
63	....	17.86	16.5	12.31	32.46
19	....	17.94	16.6	12.32	31.31
1	....	17.3	16.1	12.42	32.61
PROMEDIO =			31.52		
Límite líquido	45.9				
Límite plástico	31.52				
Índice de plasticidad	14.38				

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas			<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE		
<b>Ensayo:</b> Límites de Atterberg			<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020		
<b>Norma:</b> NTE INEN 691, 692 – ASTM D 4318			<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos		
HUMEDAD NATURAL					
Nº DE TARRO	Nº DE GOLPES	PESO SUELO HÚMEDO + TARRO (gr)	PESO SUELO SECO + TARRO (gr)	PESO TARRO (gr)	% HUMEDAD
10	....	101.1	95.6	52.8	12.88
1	....	88.7	84.5	52.9	13.29
PROMEDIO =			13.09		
LIMITE LÍQUIDO					
2y	40	74.59	67.67	52.37	45.23
14	34	78.12	70.02	52.69	46.74
27	29	74.81	67.52	52.31	47.93
pj	24	77.34	69.31	52.73	48.43
13	19	85.5	74.55	52.9	50.58
LIMITE PLÁSTICO					
19	....	18.88	17.37	12.3	29.78
202	....	16.87	15.62	11.55	30.71
8	....	16.12	15.13	11.56	27.73
6	....	17.71	16.51	12.23	28.04
PROMEDIO =			29.07		



Límite líquido	48.52
Límite plástico	29.07
Índice de plasticidad	19.45

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE	
<b>Ensayo:</b> Límites de Atterberg				<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020	
<b>Norma:</b> NTE INEN 691, 692 – ASTM D 4318				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos	
HUMEDAD NATURAL					
N° DE TARRO	N° DE GOLPES	PESO SUELO HÚMEDO + TARRO (gr)	PESO SUELO SECO + TARRO (gr)	PESO TARRO (gr)	% HUMEDAD
11	....	84.3	78.68	44.2	16.3
2	....	90.1	83.68	43.3	15.9
PROMEDIO =			16.1		
LIMITE LÍQUIDO					
d8	41	76.71	66.42	52.97	78.84
17	36	91.43	80.5	67.52	82.49
a1	30	75.6	65.21	53.05	85.44
1b	25	79.03	66.78	53.05	87.96
57	20	67.1	55.99	43.42	88.67
LIMITE PLASTICO					
202	....	15.78	14.54	11.56	41.61
19	....	17.16	15.72	12.31	42.23
8	....	17.66	15.79	11.56	44.21
6	....	17.26	15.72	12.23	44.13
PROMEDIO =			43.04		



Límite líquido	87.96
Límite plástico	43.04
Índice de plasticidad	44.92

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE	
<b>Ensayo:</b> Límites de Atterberg				<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020	
<b>Norma:</b> NTE INEN 691, 692 – ASTM D 4318				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos	
HUMEDAD NATURAL					
N° DE TARRO	N° DE GOLPES	PESO SUELO HÚMEDO + TARRO (gr)	PESO SUELO SECO + TARRO (gr)	PESO TARRO (gr)	% HUMEDAD
7	....	118.8	111.91	43.8	10.12
13	....	137.6	129.57	52.9	10.47
PROMEDIO =			10.29		
LIMITE LÍQUIDO					
54	41	71.26	63.27	43.69	40.81
30	35	83.44	74.34	52.81	42.27
d7	29	70.67	62.7	44.12	42.90
5	23	69.77	61.73	43.21	43.41
k1	16	86.68	75.88	52.28	45.76
LIMITE PLASTICO					
7	....	19.44	18.09	12.27	23.20
2	....	18.55	17.36	12.31	23.56
63	....	18.24	17.14	12.32	22.82
2	....	18.93	17.66	12.2	23.26
PROMEDIO =			23.21		
<p style="text-align: center;">Límite líquido Calicata 3-Estrato 2</p>					
Límite líquido		43.7			
Límite plástico		23.21			
Índice de plasticidad		20.49			

**ANEXO 5:** Cálculo en Excel de  
compresión simple de los suelos

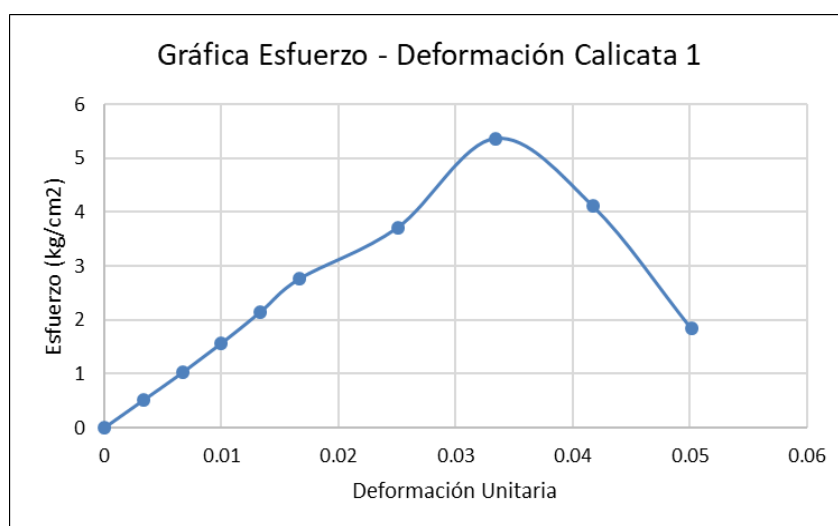
<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas	<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE
<b>Ensayo:</b> Compresión simple	<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020
<b>Norma:</b> ASTM D 2166	<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos

Diámetro (cm)=	3.82	Peso de la muestra (gr)=	153.8
Altura (cm)=	7.595	Densidad húmeda(g/cm <sup>3</sup> )	1.77
Área (cm <sup>2</sup> )	11.46	Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.51
Volumen (cm <sup>3</sup> )=	87.04		

## HUMEDAD NATURAL

Nº DE TARRO	PESO SUELO HÚMEDO + TARRO (gr)	PESO SUELO SECO + TARRO (gr)	PESO TARRO (gr)	% HUMEDAD
S3	93.5	87.6	53	17.05
A10	103.6	97.9	65	17.32
PROMEDIO =		17.19		

LECTURA CARGA (kg)	DEFORMACIÓN 10*3	DEFORMACIÓN UNITARIA	ÁREA CORREGIDA	ESFUERZO (KG/CM <sup>2</sup> )
0	0	0.000	11.460	0.000
5.9	10	0.003	11.498	0.513
11.82	20	0.007	11.537	1.025
18.18	30	0.010	11.576	1.570
25	40	0.013	11.615	2.152
32.27	50	0.017	11.655	2.769
43.64	75	0.025	11.755	3.713
63.64	100	0.033	11.857	5.368
49.09	125	0.042	11.960	4.105
22.27	150	0.050	12.065	1.846



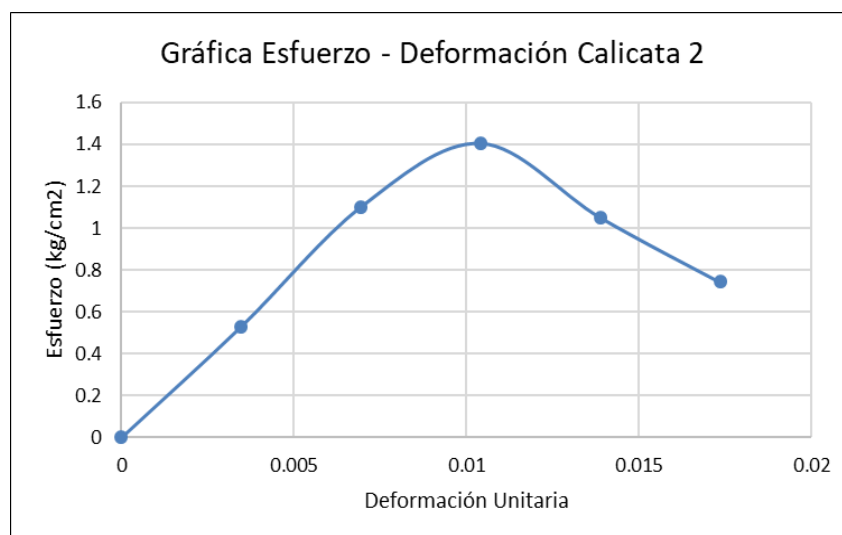
<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas	<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE
<b>Ensayo:</b> Compresión simple	<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020
<b>Norma:</b> ASTM D 2166	<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos

Diámetro (cm)=	3.82	Peso de la muestra (gr)=	140
Altura (cm)=	7.32	Densidad húmeda(g/cm <sup>3</sup> )	1.87
Área (cm <sup>2</sup> )	10.23	Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.59
Volumen (cm <sup>3</sup> )=	74.80		

## HUMEDAD NATURAL

Nº DE TARRO	PESO SUELO HÚMEDO + TARRO (gr)	PESO SUELO SECO + TARRO (gr)	PESO TARRO (gr)	% HUMEDAD
S4	100	91.7	43.6	17.25
11	100.8	92.6	44.1	17
PROMEDIO =			17.125	

LECTURA CARGA (kg)	DEFORMACIÓN 10*3	DEFORMACIÓN UNITARIA	ÁREA CORREGIDA	ESFUERZO (KG/CM <sup>2</sup> )
0	0	0.000	10.230	0
5.45	10	0.003	10.266	0.531
11.36	20	0.007	10.301	1.103
14.55	30	0.010	10.338	1.407
10.91	40	0.014	10.374	1.051
7.73	50	0.017	10.411	0.743



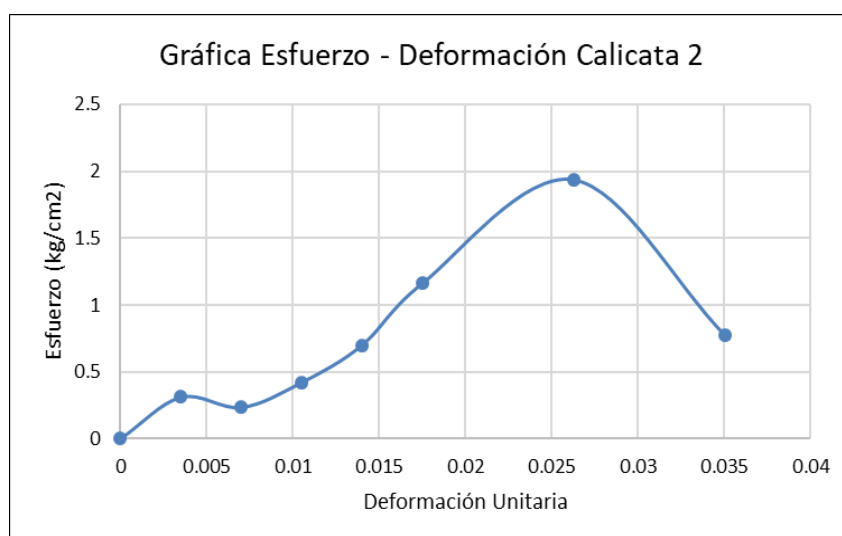
<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas	<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE
<b>Ensayo:</b> Compresión simple	<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020
<b>Norma:</b> ASTM D 2166	<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos

Diámetro (cm)=	3.82	Peso de la muestra (gr)=	123.2
Altura (cm)=	7.25	Densidad húmeda(g/cm <sup>3</sup> )	1.77
Área (cm <sup>2</sup> )	9.62	Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.47
Volumen (cm <sup>3</sup> )=	69.75		

## HUMEDAD NATURAL

Nº DE TARRO	PESO SUELO HÚMEDO + TARRO (gr)	PESO SUELO SECO + TARRO (gr)	PESO TARRO (gr)	% HUMEDAD
E1	96.1	91.2	66.5	19.83
11	100.3	94.5	65.8	20.21
PROMEDIO =			20.02	

LECTURA CARGA (kg)	DEFORMACIÓN 10*3	DEFORMACIÓN UNITARIA	ÁREA CORREGIDA	ESFUERZO (KG/CM <sup>2</sup> )
0	0	0.000	9.620	0.000
3	10	0.004	9.654	0.311
2.27	20	0.007	9.688	0.234
4.09	30	0.011	9.722	0.421
6.82	40	0.014	9.757	0.670
11.36	50	0.018	9.792	1.160
19.09	75	0.026	9.880	1.932
7.73	100	0.035	9.969	0.775



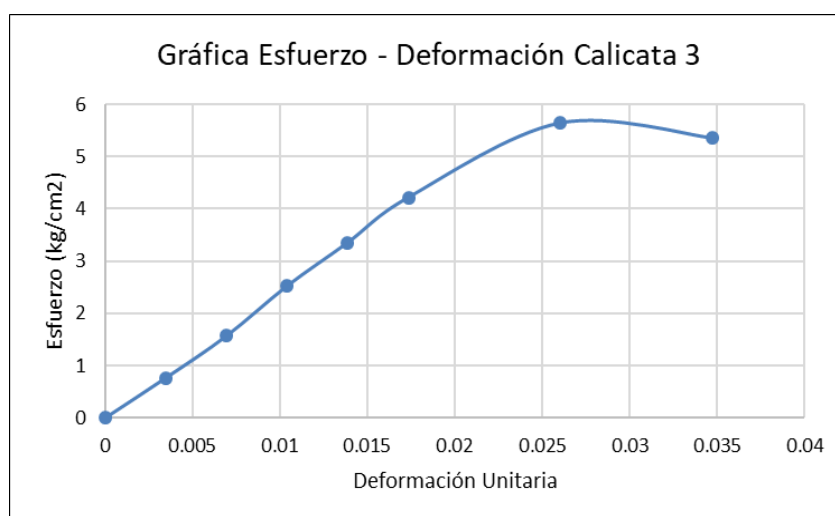
<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas	<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE
<b>Ensayo:</b> Compresión simple	<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020
<b>Norma:</b> ASTM D 2166	<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos

Diámetro (cm)=	3.82	Peso de la muestra (gr)=	153.1
Altura (cm)=	7.32	Densidad húmeda(g/cm <sup>3</sup> )	1.86
Área (cm <sup>2</sup> )	11.22	Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.57
Volumen (cm <sup>3</sup> )=	82.13		

## HUMEDAD NATURAL

Nº DE TARRO	PESO SUELO HÚMEDO + TARRO (gr)	PESO SUELO SECO + TARRO (gr)	PESO TARRO (gr)	% HUMEDAD
S3	97.47	90.3	53	19.22
5	82.2	76	43.1	18.44
PROMEDIO =		18.83		

LECTURA CARGA (kg)	DEFORMACIÓN 10*3	DEFORMACIÓN UNITARIA	ÁREA CORREGIDA	ESFUERZO (KG/CM <sup>2</sup> )
0	0	0.000	11.220	0.000
8.64	10	0.003	11.259	0.767
17.73	20	0.007	11.298	1.569
28.64	30	0.010	11.338	2.526
38.18	40	0.014	11.378	3.356
48.18	50	0.017	11.418	4.219
65	75	0.026	11.520	5.642
62.27	100	0.035	11.623	5.357



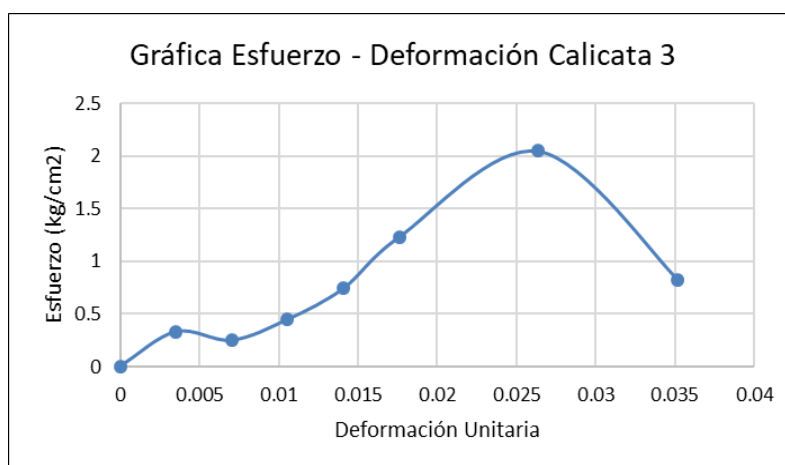
<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas	<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE
<b>Ensayo:</b> Compresión simple	<b>Fecha:</b> Noviembre del 2020
<b>Norma:</b> ASTM D 2166	<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos

Diámetro (cm)=	3.82	Peso de la muestra (gr)=	130.8
Altura (cm)=	7.22	Densidad húmeda(g/cm <sup>3</sup> )	1.2
Área (cm <sup>2</sup> )	9.08	Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.71
Volumen (cm <sup>3</sup> )=	65.56		

## HUMEDAD NATURAL

N° DE TARRO	PESO SUELO HÚMEDO + TARRO (gr)	PESO SUELO SECO + TARRO (gr)	PESO TARRO (gr)	% HUMEDAD
0.26	96.72	90.5	52.7	16.45
D7	85.05	79.5	44.1	16.94
PROMEDIO =			16.69	

LECTURA CARGA (kg)	DEFORMACIÓN 10*3	DEFORMACIÓN UNITARIA	ÁREA CORREGIDA	ESFUERZO (KG/CM <sup>2</sup> )
0	0	0.000	9.080	0.000
3	10	0.004	9.112	0.329
2.27	20	0.007	9.144	0.248
4.09	30	0.011	9.177	0.446
6.82	40	0.014	9.210	0.741
11.36	50	0.018	9.243	1.230
19.09	75	0.026	9.326	2.047
7.73	100	0.035	9.411	0.821



**ANEXO 6:** Cálculo en Excel de  
la cohesión y el ángulo de fricción  
de los suelos por corte directo

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Laboratorio de Suelos UCACUE			
<b>Ensayo:</b> Corte directo				<b>Fecha:</b> Noviembre - 2020			
<b>Norma:</b> ASTM D 3080				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos			
Ensayo corte directo - CALICATA 1							
Muestra 1 - Área inicial: 29.71cm <sup>2</sup>							
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	24.8	2.530	0.715	8	0.082		
3	92.6	9.445	2.341	31	0.316		
5	134	13.668	3.967	45	0.459		
7	163	16.626	5.593	55	0.561		
9	183	18.666	7.220	62	0.632		
12	192.8	19.666	9.675	65	0.663		
14	174	17.748	11.301	59	0.602		
Muestra 2 - Área inicial: 29.71cm <sup>2</sup>							
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	5.8	0.592	0.472	2	0.020		
3	88.4	9.017	2.098	30	0.306		
5	160.2	16.340	3.740	54	0.551		
7	208.6	21.277	5.382	70	0.714		
9	243.2	24.806	7.024	82	0.836		
12	263	26.826	9.480	89	0.908		
14	253.8	25.888	11.122	85	0.867		
Muestra 3 - Área inicial: 29.71cm <sup>2</sup>							
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	1.6	0.163	0.602	1	0.010		
3	100.2	10.220	2.228	34	0.347		
5	223.8	22.828	3.854	75	0.765		
7	287.2	29.294	5.480	97	0.989		
9	325.2	33.170	7.106	109	1.111		
12	362.8	37.006	9.561	122	1.244		
14	375.6	38.311	11.187	126	1.285		
16	378.6	38.617	12.813	127	1.295		
17	381.8	38.944	13.642	129	1.315		
18	373.8	38.128	14.472	126	1.285		
Resultados finales del ensayo							
Muestra	Lado (mm)	Altura (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	Humedad w (%)	Peso específico húmedo (gr/cm <sup>3</sup> )	Peso específico seco (gr/cm <sup>3</sup> )	
1	60.30	16.80	3636.09	20.82	2.30	1.91	
2	61.55	17.85	3788.40	20.31	1.92	1.60	
3	62.80	18.90	3943.84	17.40	1.86	1.58	
<b>Promedio</b>				19.51	2.03	1.70	
Datos obtenidos del ensayo				Esfuerzo normal (σ)	Esfuerzo cortante (τ)		
Muestra				1	0.34 kg/cm <sup>2</sup>	0.66 kg/cm <sup>2</sup>	
				2	0.67 kg/cm <sup>2</sup>	0.91 kg/cm <sup>2</sup>	
				3	1.35 kg/cm <sup>2</sup>	1.32 kg/cm <sup>2</sup>	
Parámetros mecánicos				Ángulo de fricción interna		32.60°	
				Cohesión:		0.46 kg/cm <sup>2</sup>	

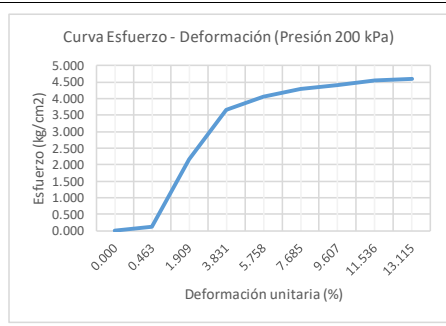
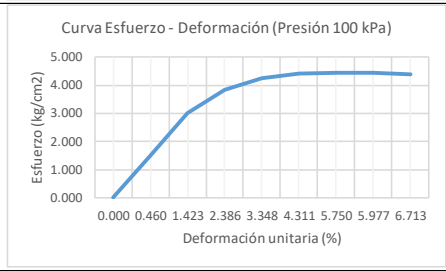
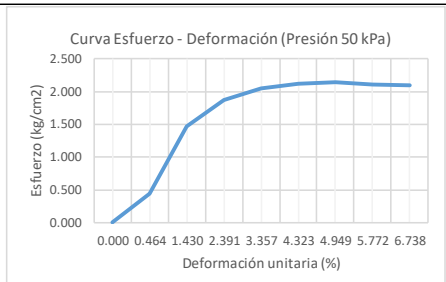
Elaborado por: Daniela Galarza - José Luis Rojas				Lugar: Laboratorio de Suelos UCACUE			
Ensayo: Corte directo				Fecha: Noviembre - 2020			
Norma: ASTM D 3080				Procedencia: Campus Miracielos			
<b>Ensayo corte directo - CALICATA 2</b>							
<b>Muestra 1 - Área inicial: 31,62cm<sup>2</sup></b>							
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	51.4	5.243	0.709	16	0.163		
3	207.6	21.175	2.301	66	0.673		
5	342.6	34.945	3.893	108	1.101		
6.1	381.2	38.882	4.807	121	1.234		
7	331	33.762	5.469	105	1.071		
8	257	26.214	6.273	81	0.826		
<b>Muestra 2 - Área inicial: 32cm<sup>2</sup></b>							
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	67.8	6.916	0.721	21	0.214		
3	204.4	20.849	2.287	64	0.653		
5	328.4	33.497	3.853	103	1.050		
7	389.4	39.719	5.420	122	1.244		
9	425.6	43.411	6.986	133	1.356		
11	368.2	37.556	8.553	115	1.173		
<b>Muestra 3 - Área inicial: 31.37cm<sup>2</sup></b>							
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	109.4	11.159	0.680	35	0.357		
3	332.4	33.905	2.278	106	1.081		
5	442.6	45.145	3.877	141	1.438		
7	493.4	50.327	5.475	157	1.601		
9	517	52.734	7.057	165	1.683		
12	532	54.264	9.462	170	1.733		
14	544	55.488	11.044	173	1.764		
14.4	545.8	55.672	11.392	174	1.774		
16	533.2	54.386	12.642	170	1.733		
<b>Resultados finales del ensayo</b>							
	<b>Muestra</b>	<b>Lado (mm)</b>	<b>Altura (mm)</b>	<b>Área (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Humedad w (%)</b>	<b>Peso específico húmedo (gr/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso específico seco (gr/cm<sup>3</sup>)</b>
	1	63.45	17.60	4025.90	20.48	1.90	1.58
	2	63.84	17.10	4075.55	23.48	1.84	1.49
	3	63.20	16.45	3994.24	24.55	2.05	1.64
	<b>Promedio</b>				22.84	1.93	1.57
	<b>Datos obtenidos del ensayo</b>		<b>Esfuerzo normal (σ)</b>	<b>Esfuerzo cortante (τ)</b>			
	<b>Muestra</b>	<b>1</b>	0.32 kg/cm <sup>2</sup>	1.23 kg/cm <sup>2</sup>			
		<b>2</b>	0.63 kg/cm <sup>2</sup>	1.36 kg/cm <sup>2</sup>			
		<b>3</b>	1.28 kg/cm <sup>2</sup>	1.77 kg/cm <sup>2</sup>			
	<b>Parámetros mecánicos</b>	<b>Ángulo de fricción interna</b>			29.92°		
		<b>Cohesión:</b>			1.03 kg/cm <sup>2</sup>		

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Laboratorio de Suelos UCACUE			
<b>Ensayo:</b> Corte directo				<b>Fecha:</b> Noviembre - 2020			
<b>Norma:</b> ASTM D 3080				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos			
<b>Ensayo corte directo - CALICATA 3</b>							
<b>Muestra 1 - Área inicial: 31,57cm<sup>2</sup></b>							
<b>Tiempo (min)</b>	<b>Carga (N)</b>	<b>Carga (kg)</b>	<b>Deformación unitaria (%)</b>	<b>Esfuerzo (kPa)</b>	<b>Esfuerzo (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
0	0	0	0	0	0		
1	160	16.320	0.710	51	0.520		
3	515.2	52.550	2.287	163	1.662		
5	735.8	75.052	3.864	233	2.376		
7	791.2	80.702	5.442	251	2.559		
9	690.8	70.462	7.035	219	2.233		
10	651	66.402	7.823	206	2.101		
<b>Muestra 2 - Área inicial: 31,42cm<sup>2</sup></b>							
<b>Tiempo (min)</b>	<b>Carga (N)</b>	<b>Carga (kg)</b>	<b>Deformación unitaria (%)</b>	<b>Esfuerzo (kPa)</b>	<b>Esfuerzo (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
0	0	0	0	0	0		
1	47	4.794	0.727	15	0.153		
3	151.8	15.484	2.308	48	0.489		
5	411.8	42.004	3.889	131	1.336		
7	630.8	64.342	5.518	201	2.050		
9	679.2	69.278	7.067	216	2.203		
12	743.4	75.827	9.439	237	2.417		
14	693.8	70.768	11.020	221	2.254		
<b>Muestra 3 - Área inicial: 31,47cm<sup>2</sup></b>							
<b>Tiempo (min)</b>	<b>Carga (N)</b>	<b>Carga (kg)</b>	<b>Deformación unitaria (%)</b>	<b>Esfuerzo (kPa)</b>	<b>Esfuerzo (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
0	0	0	0	0	0		
1	115.4	11.771	0.742	37	0.377		
3	428.4	43.697	2.322	136	1.387		
5	696.8	71.074	3.902	221	2.254		
7	828	84.456	5.482	263	2.682		
9	972.2	99.164	7.062	309	3.151		
12	1071.2	109.262	9.431	340	3.467		
12.8	1078.8	110.038	10.079	343	3.498		
14	849	86.598	11.011	270	2.753		
<b>Resultados finales del ensayo</b>							
	<b>Muestra</b>	<b>Lado (mm)</b>	<b>Altura (mm)</b>	<b>Área (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Humedad w (%)</b>	<b>Peso específico húmedo (gr/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso específico seco (gr/cm<sup>3</sup>)</b>
	1	63.40	16.60	4019.56	15.76	2.02	1.87
	2	63.25	17.50	4000.56	18.89	1.95	1.78
	3	63.30	16.65	4006.89	16.13	2.03	1.88
	<b>Promedio</b>				16.93	2	1.84
	<b>Datos obtenidos del ensayo</b>		<b>Esfuerzo normal (σ)</b>	<b>Esfuerzo cortante (τ)</b>			
	<b>Muestra</b>	<b>1</b>	0.32 kg/cm <sup>2</sup>	2.56 kg/cm <sup>2</sup>			
		<b>2</b>	0.63 kg/cm <sup>2</sup>	2.42 kg/cm <sup>2</sup>			
		<b>3</b>	1.27 kg/cm <sup>2</sup>	3.50 kg/cm <sup>2</sup>			
	<b>Parámetros mecánicos</b>		<b>Ángulo de fricción interna</b>		47.33°		
			<b>Cohesión:</b>		2.02 kg/cm <sup>2</sup>		

**ANEXO 7:** Cálculo en Excel de la  
cohesión y el ángulo de fricción de los  
suelos por compresión triaxial

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Laboratorio de Suelos UCACUE			
<b>Ensayo:</b> Compresión triaxial UU				<b>Fecha:</b> Noviembre - 2020			
<b>Norma:</b> ASTM D 2850				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos			
Ensayo triaxial - CALICATA 1							
Muestra 1							
Tiempo (min)	Carga (kN)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Curva Esfuerzo - Deformación (Presión 50 kPa)	
0	0	0	0	0	0		
1	0.045	4.589	0.456	20.608	0.210		
3	0.225	22.943	1.409	101.603	1.036		
5	0.367	37.423	2.362	164.856	1.681		
7	0.444	45.275	3.315	197.053	2.009		
9	0.478	48.742	4.263	210.525	2.147		
12	0.501	51.087	5.693	217.793	2.221		
14	0.507	51.699	6.646	217.752	2.220		
14.17	0.508	51.801	6.725	217.556	2.218		
Muestra 2							
Tiempo (min)	Carga (kN)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Curva Esfuerzo - Deformación (Presión 100 kPa)	
0	0	0	0	0	0		
1	0.019	1.937	0.473	9.331	0.095		
3	0.192	19.578	1.457	92.873	0.947		
5	0.34	34.670	2.435	163.674	1.669		
5.27	0.354	36.097	2.570	169.706	1.730		
5.5	0.328	33.446	2.605	157.614	1.607		
Muestra 3							
Tiempo (min)	Carga (kN)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Curva Esfuerzo - Deformación (Presión 200 kPa)	
0	0	0	0	0	0		
6	0.141	14.378	2.928	67.533	0.689		
12	0.163	16.621	5.875	75.701	0.772		
18	0.178	18.151	8.828	80.079	0.817		
24	0.191	19.476	11.771	83.149	0.848		
30	0.2	20.394	14.720	84.156	0.858		
36	0.205	20.904	17.670	83.277	0.849		
42	0.206	21.006	20.619	80.691	0.823		
43.35	0.208	21.210	21.280	80.791	0.824		
Resultados finales del ensayo							
Cilindro	Diámetro (mm)	Altura (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	Humedad w (%)	Peso específico húmedo (gr/cm <sup>3</sup> )	Peso específico seco (gr/cm <sup>3</sup> )	
1	52.61	104.45	2173.94	20.92	1.89	1.56	
2	37.30	90.90	1092.72	24.11	1.81	1.46	
3	50.80	101.20	2026.83	18.14	1.83	1.55	
<b>Promedio</b>				21.05	1.84	1.52	
Diagrama de Mohr							
Cilindro	Carga axial máxima (kN)	Carga axial máxima (kgf)	Área corregida (cm <sup>2</sup> )	Presión de cámara (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo desviador (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo principal máximo (kg/cm <sup>2</sup> )	
1	0.51	51.80	23.30	0.50	2.22	2.72	
2	0.35	36.10	20.80	1	1.74	2.74	
3	0.21	21.21	25.75	2	0.82	2.82	
Parámetros mecánicos				Ángulo de fricción interna		Cohesión:	

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Laboratorio de Suelos UCACUE			
<b>Ensayo:</b> Compresión triaxial UU				<b>Fecha:</b> Noviembre - 2020			
<b>Norma:</b> ASTM D 2850				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos			
Ensayo triaxial - CALICATA 2							
Muestra 1							
Tiempo (min)	Carga (kN)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	0.078	7.954	0.464	43.788	0.447		
3	0.255	26.002	1.430	143.606	1.464		
5	0.329	33.548	2.391	183.463	1.871		
7	0.363	37.015	3.357	200.421	2.044		
9	0.38	38.749	4.323	207.71	2.118		
10.3	0.387	39.462	4.949	210.52	2.147		
12	0.385	39.258	5.772	207.268	2.114		
14	0.386	39.360	6.738	205.677	2.097		
Muestra 2							
Tiempo (min)	Carga (kN)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	0.249	25.391	0.460	146.038	1.489		
3	0.506	51.597	1.423	295.692	3.015		
5	0.648	66.077	2.386	375.158	3.825		
7	0.728	74.234	3.348	417.962	4.262		
9	0.763	77.803	4.311	433.693	4.422		
12	0.777	79.231	5.750	434.987	4.436		
12.47	0.779	79.435	5.977	435.078	4.436		
14	0.775	79.027	6.713	429.436	4.379		
Muestra 3							
Tiempo (min)	Carga (kN)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	0.022	2.243	0.463	11.806	0.120		
4	0.404	41.196	1.909	212.589	2.168		
8	0.691	70.461	3.831	358.243	3.653		
12	0.785	80.046	5.758	398.843	4.067		
16	0.846	86.267	7.685	421.048	4.293		
20	0.89	90.753	9.607	433.699	4.422		
24	0.936	95.444	11.536	446.887	4.557		
27.28	0.966	98.503	13.115	452.026	4.609		
Resultados finales del ensayo							
Cilindro	Diámetro (mm)	Altura (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	Humedad w (%)	Peso específico húmedo (gr/cm <sup>3</sup> )	Peso específico seco (gr/cm <sup>3</sup> )	
1	47.21	103.05	1750.48	24.68	1.82	1.46	
2	46.30	103.40	1683.65	15.98	1.93	1.67	
3	48.60	103.30	1855.08	18.63	1.91	1.61	
Promedio				19.76	1.89	1.58	
Diagrama de Mohr							
Cilindro	Carga axial máxima (kN)	Carga axial máxima (kgf)	Área corregida (cm <sup>2</sup> )	Presión de cámara (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo desviador (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo principal máximo (kg/cm <sup>2</sup> )	
1	0.39	39.46	18.42	0.50	2.14	2.64	
2	0.78	79.43	17.91	1	4.43	5.43	
3	0.97	98.50	21.35	2	4.61	6.61	
Parámetros mecánicos				Ángulo de fricción interna		4°	
				Cohesión:		2 kg/cm <sup>2</sup>	



<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Laboratorio de Suelos UCACUE			
<b>Ensayo:</b> Compresión triaxial UU				<b>Fecha:</b> Noviembre - 2020			
<b>Norma:</b> ASTM D 2850				<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos			
Ensayo triaxial - CALICATA 3							
Muestra 1							
Tiempo (min)	Carga (kN)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	0.188	19.170	0.469	105.778	1.079		
3	0.593	60.468	1.450	329.248	3.357		
5	0.958	97.687	2.431	527.87	5.383		
7	1.232	125.627	3.410	672.193	6.854		
9	1.386	141.330	4.391	749.145	7.639		
10.33	1.425	145.307	5.043	764.435	7.795		
12	1.36	138.679	5.857	723.78	7.380		
Muestra 2							
Tiempo (min)	Carga (kN)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	0.163	16.621	0.477	92.573	0.944		
4	0.783	79.843	1.975	445.096	4.539		
8	1.188	121.140	3.973	663.255	6.763		
12	1.337	136.334	5.964	730.372	7.448		
16	1.391	141.840	7.961	744.335	7.590		
17.55	1.395	142.248	8.735	740.201	7.548		
20	1.39	141.738	9.958	727.661	7.420		
24	1.346	137.252	11.952	689.03	7.026		
Muestra 3							
Tiempo (min)	Carga (kN)	Carga (kg)	Deformación unitaria (%)	Esfuerzo (kPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )		
0	0	0	0	0	0		
1	0.508	51.801	1.681	300.162	3.061		
3	0.849	86.573	2.676	495.984	5.058		
5	1.102	112.371	3.672	637.41	6.500		
7	1.251	127.564	4.667	716.766	7.309		
9	1.312	133.785	5.663	743.867	7.585		
10.65	1.325	135.110	6.483	744.705	7.594		
12	1.322	134.804	7.151	737.674	7.522		
14	1.308	133.377	8.146	722.037	7.363		
Resultados finales del ensayo							
Cilindro	Diámetro (mm)	Altura (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	Humedad w (%)	Peso específico húmedo (gr/cm <sup>3</sup> )	Peso específico seco (gr/cm <sup>3</sup> )	
1	47.46	101.05	1769.07	21.51	1.89	1.56	
2	46.80	99.70	1720.21	18.63	1.88	1.59	
3	46.03	100	1664.07	24.80	1.98	1.58	
<b>Promedio</b>				21.65	1.92	1.58	
Diagrama de Mohr							
Cilindro	Carga axial máxima (kN)	Carga axial máxima (kgf)	Área corregida (cm <sup>2</sup> )	Presión de cámara (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo desviador (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo principal máximo (kg/cm <sup>2</sup> )	
1	1.43	145.31	18.63	0.50	7.80	8.3	
2	0.78	79.43	17.91	1	4.40	5.43	
3	1.40	142.25	18.85	2	7.55	9.55	
Parámetros mecánicos				Ángulo de fricción interna		0°	
				Cohesión:		3.80 kg/cm <sup>2</sup>	

**ANEXO 8:** Cálculo en Excel de la  
capacidad de carga de los suelos –  
método convencional

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE																																							
<b>Descripción:</b> Capacidad de carga				<b>Fecha:</b> Abril - 2021																																							
<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos																																											
<b>Capacidad de carga - Calicata 1</b>																																											
<b>Método de Terzaghi</b>																																											
<b>Datos</b>				<b>Factores de capacidad de carga <math>N_c</math>, <math>N_q</math> y <math>N_y</math></b>																																							
<b>Peso específico del suelo</b>	$\gamma$	1.88	tn/m <sup>3</sup>																																								
<b>Profundidad de la cimentación</b>	Df	3	m																																								
<b>Cohesión</b>	c	4.6	tn/m <sup>2</sup>	$N_c$	25.13																																						
<b>Ángulo de fricción</b>	$\phi$	25	grados	$N_q$	12.72																																						
<b>Factor de seguridad</b>	FS	3	NEC	$N_y$	8.34																																						
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th rowspan="3">Relación Df/B</th> <th colspan="3">Zapatras Cuadradas</th> </tr> <tr> <th>B</th> <th><math>q_u</math></th> <th><math>q_{adm}</math></th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>tn/m<sup>2</sup></th> <th>tn/m<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4</td> <td>0.75</td> <td>226.72</td> <td>75.57</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1</td> <td>228.29</td> <td>76.1</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.5</td> <td>231.43</td> <td>77.14</td> </tr> <tr> <td>1.5</td> <td>2</td> <td>234.56</td> <td>78.19</td> </tr> <tr> <td>1.2</td> <td>2.5</td> <td>237.70</td> <td>79.23</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>3</td> <td>240.83</td> <td>80.28</td> </tr> <tr> <td></td> <td><math>q_{adm}</math></td> <td>7.78</td> <td>kg/cm<sup>2</sup></td> </tr> </tbody> </table>						Relación Df/B	Zapatras Cuadradas			B	$q_u$	$q_{adm}$	m	tn/m <sup>2</sup>	tn/m <sup>2</sup>	4	0.75	226.72	75.57	3	1	228.29	76.1	2	1.5	231.43	77.14	1.5	2	234.56	78.19	1.2	2.5	237.70	79.23	1	3	240.83	80.28		$q_{adm}$	7.78	kg/cm <sup>2</sup>
Relación Df/B	Zapatras Cuadradas																																										
	B	$q_u$	$q_{adm}$																																								
	m	tn/m <sup>2</sup>	tn/m <sup>2</sup>																																								
4	0.75	226.72	75.57																																								
3	1	228.29	76.1																																								
2	1.5	231.43	77.14																																								
1.5	2	234.56	78.19																																								
1.2	2.5	237.70	79.23																																								
1	3	240.83	80.28																																								
	$q_{adm}$	7.78	kg/cm <sup>2</sup>																																								
<b>Capacidad de carga - Calicata 2</b>																																											
<b>Método de Terzaghi</b>																																											
<b>Datos</b>				<b>Factores de capacidad de carga <math>N_c</math>, <math>N_q</math> y <math>N_y</math></b>																																							
<b>Peso específico del suelo</b>	$\gamma$	1.87	tn/m <sup>3</sup>																																								
<b>Profundidad de la cimentación</b>	Df	3	m																																								
<b>Cohesión</b>	c	10.3	tn/m <sup>2</sup>	$N_c$	6.97																																						
<b>Ángulo de fricción</b>	$\phi$	4	grados	$N_q$	1.49																																						
<b>Factor de seguridad</b>	FS	3	NEC	$N_y$	0.1																																						
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th rowspan="3">Relación Df/B</th> <th colspan="3">Zapatras Cuadradas</th> </tr> <tr> <th>B</th> <th><math>q_u</math></th> <th><math>q_{adm}</math></th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>tn/m<sup>2</sup></th> <th>tn/m<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4</td> <td>0.75</td> <td>101.74</td> <td>33.91</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1</td> <td>101.76</td> <td>33.92</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.5</td> <td>101.80</td> <td>33.93</td> </tr> <tr> <td>1.5</td> <td>2</td> <td>101.84</td> <td>33.95</td> </tr> <tr> <td>1.2</td> <td>2.5</td> <td>101.87</td> <td>33.96</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>3</td> <td>101.91</td> <td>33.97</td> </tr> <tr> <td></td> <td><math>q_{adm}</math></td> <td>3.39</td> <td>kg/cm<sup>2</sup></td> </tr> </tbody> </table>						Relación Df/B	Zapatras Cuadradas			B	$q_u$	$q_{adm}$	m	tn/m <sup>2</sup>	tn/m <sup>2</sup>	4	0.75	101.74	33.91	3	1	101.76	33.92	2	1.5	101.80	33.93	1.5	2	101.84	33.95	1.2	2.5	101.87	33.96	1	3	101.91	33.97		$q_{adm}$	3.39	kg/cm <sup>2</sup>
Relación Df/B	Zapatras Cuadradas																																										
	B	$q_u$	$q_{adm}$																																								
	m	tn/m <sup>2</sup>	tn/m <sup>2</sup>																																								
4	0.75	101.74	33.91																																								
3	1	101.76	33.92																																								
2	1.5	101.80	33.93																																								
1.5	2	101.84	33.95																																								
1.2	2.5	101.87	33.96																																								
1	3	101.91	33.97																																								
	$q_{adm}$	3.39	kg/cm <sup>2</sup>																																								

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE																																															
<b>Descripción:</b> Capacidad de carga				<b>Fecha:</b> Abril - 2021																																															
<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos																																																			
<b>Capacidad de carga - Calicata 3</b>																																																			
<b>Método de Terzaghi</b>																																																			
<b>Datos</b>				<b>Factores de capacidad de carga <math>N_c</math>, <math>N_q</math> y <math>N_y</math></b>																																															
<b>Peso específico del suelo</b>	$\gamma$	1.95	$\text{tn/m}^3$																																																
<b>Profundidad de la cimentación</b>	Df	3	m																																																
<b>Cohesión</b>	c	20.2	$\text{tn/m}^2$	$N_c$	5.7																																														
<b>Ángulo de fricción</b>	$\phi$	0	grados	$N_q$	1																																														
<b>Factor de seguridad</b>	FS	3	NEC	$N_y$	0																																														
<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th rowspan="3">Relación Df/B</th> <th colspan="3">Zapatras Cuadradas</th> </tr> <tr> <th>B</th> <th><math>q_u</math></th> <th><math>q_{adm}</math></th> </tr> <tr> <th>m</th> <th><math>\text{tn/m}^2</math></th> <th><math>\text{tn/m}^2</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4</td> <td>0.75</td> <td>155.53</td> <td>51.84</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1</td> <td>155.53</td> <td>51.84</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.5</td> <td>155.53</td> <td>51.84</td> </tr> <tr> <td>1.5</td> <td>2</td> <td>155.53</td> <td>51.84</td> </tr> <tr> <td>1.2</td> <td>2.5</td> <td>155.53</td> <td>51.84</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>3</td> <td>155.53</td> <td>51.84</td> </tr> <tr> <td></td> <td><math>q_{adm}</math></td> <td>5.18</td> <td><math>\text{kg/cm}^2</math></td> </tr> </tbody> </table>						Relación Df/B	Zapatras Cuadradas			B	$q_u$	$q_{adm}$	m	$\text{tn/m}^2$	$\text{tn/m}^2$	4	0.75	155.53	51.84	3	1	155.53	51.84	2	1.5	155.53	51.84	1.5	2	155.53	51.84	1.2	2.5	155.53	51.84	1	3	155.53	51.84		$q_{adm}$	5.18	$\text{kg/cm}^2$								
Relación Df/B	Zapatras Cuadradas																																																		
	B	$q_u$	$q_{adm}$																																																
	m	$\text{tn/m}^2$	$\text{tn/m}^2$																																																
4	0.75	155.53	51.84																																																
3	1	155.53	51.84																																																
2	1.5	155.53	51.84																																																
1.5	2	155.53	51.84																																																
1.2	2.5	155.53	51.84																																																
1	3	155.53	51.84																																																
	$q_{adm}$	5.18	$\text{kg/cm}^2$																																																
<b>Método de Skempton</b>																																																			
<b>Datos</b>																																																			
<b>Peso específico del suelo</b>	$\gamma$	1.87	$\text{tn/m}^3$																																																
<b>Profundidad de la cimentación</b>	Df	3	m																																																
<b>Cohesión</b>	c	10.3	$\text{tn/m}^2$																																																
<b>Ángulo de fricción</b>	$\phi$	4	grados																																																
<b>Factor de seguridad</b>	FS	3	NEC																																																
<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th rowspan="3">Relación Df/B</th> <th rowspan="3">Nc Zapata Cuadrada</th> <th colspan="3">Zapatras Cuadradas</th> </tr> <tr> <th>B</th> <th><math>q_u</math></th> <th><math>q_{adm}</math></th> </tr> <tr> <th>m</th> <th><math>\text{tn/m}^2</math></th> <th><math>\text{tn/m}^2</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4</td> <td>9</td> <td>0.75</td> <td>187.65</td> <td>62.55</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>8.8</td> <td>1</td> <td>183.61</td> <td>61.2</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>8.4</td> <td>1.5</td> <td>175.53</td> <td>58.51</td> </tr> <tr> <td>1.5</td> <td>8.03</td> <td>2</td> <td>168.06</td> <td>56.02</td> </tr> <tr> <td>1.2</td> <td>7.83</td> <td>2.5</td> <td>164.02</td> <td>54.67</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>7.7</td> <td>3</td> <td>161.39</td> <td>53.8</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td><math>q_{adm}</math></td> <td>5.78</td> <td><math>\text{kg/cm}^2</math></td> </tr> </tbody> </table>						Relación Df/B	Nc Zapata Cuadrada	Zapatras Cuadradas			B	$q_u$	$q_{adm}$	m	$\text{tn/m}^2$	$\text{tn/m}^2$	4	9	0.75	187.65	62.55	3	8.8	1	183.61	61.2	2	8.4	1.5	175.53	58.51	1.5	8.03	2	168.06	56.02	1.2	7.83	2.5	164.02	54.67	1	7.7	3	161.39	53.8			$q_{adm}$	5.78	$\text{kg/cm}^2$
Relación Df/B	Nc Zapata Cuadrada	Zapatras Cuadradas																																																	
		B	$q_u$	$q_{adm}$																																															
		m	$\text{tn/m}^2$	$\text{tn/m}^2$																																															
4	9	0.75	187.65	62.55																																															
3	8.8	1	183.61	61.2																																															
2	8.4	1.5	175.53	58.51																																															
1.5	8.03	2	168.06	56.02																																															
1.2	7.83	2.5	164.02	54.67																																															
1	7.7	3	161.39	53.8																																															
		$q_{adm}$	5.78	$\text{kg/cm}^2$																																															

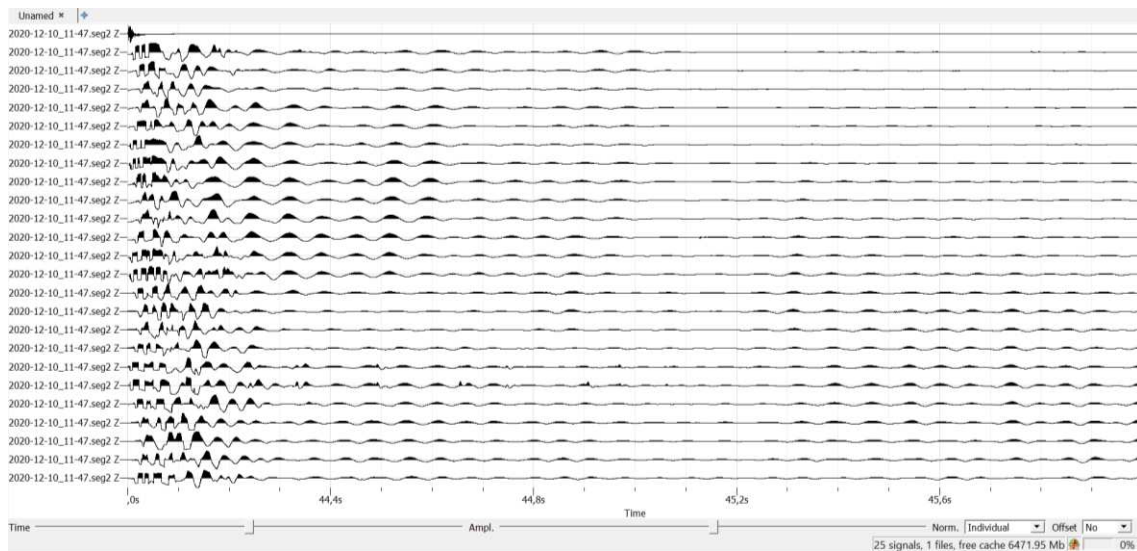
# **ANEXO 9: Cálculo en Excel del ensayo DCP (Cono dinámico)**

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE		
<b>Ensayo:</b> Penetrómetro dinámico de cono				<b>Fecha:</b> Noviembre - 2020		
<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos						
<b>Ensayo cono dinámico (DCP) - CC1</b>						
<b>Excavación 1</b>						
<b>Humedad w (%) = 26.24</b>						
<b>Número de golpes</b>	<b>Penetración acumulada (mm)</b>	<b>Penetración entre lecturas (mm)</b>	<b>Penetración por golpe (mm)</b>	<b>Factor del martillo</b>	<b>Índice DCP (mm/golpe)</b>	<b>CBR (%)</b>
3	188	188	62.67	1	62.67	0.88
6	231	43	14.33	1	14.33	14.8
9	270	39	13	1	13	16.51
12	326	56	18.67	1	18.67	11.01
15	399	73	24.33	1	24.33	8.18
18	461	62	20.67	1	20.67	9.82
21	515	54	18	1	18	11.47
24	571	56	18.67	1	18.67	11.01
27	628	57	19	1	19	10.79
30	679	51	17	1	17	12.23
33	726	47	15.67	1	15.67	13.4
36	765	39	13	1	13	16.51
39	778	13	4.33	1	4.33	56.51
						14.86
<b>Excavación 2</b>						
<b>Humedad w (%) = 26.88</b>						
<b>Número de golpes</b>	<b>Penetración acumulada (mm)</b>	<b>Penetración entre lecturas (mm)</b>	<b>Penetración por golpe (mm)</b>	<b>Factor del martillo</b>	<b>Índice DCP (mm/golpe)</b>	<b>CBR (%)</b>
3	213	213	71	1	71	0.68
6	272	59	19.67	1	19.67	10.38
9	306	34	11.33	1	11.33	19.25
12	352	46	15.33	1	15.33	13.72
15	414	62	20.67	1	20.67	9.82
18	457	43	14.33	1	14.33	14.8
21	483	26	8.67	1	8.67	26
24	502	19	6.33	1	6.33	36.94
27	515	13	4.33	1	4.33	56.51
						20.9

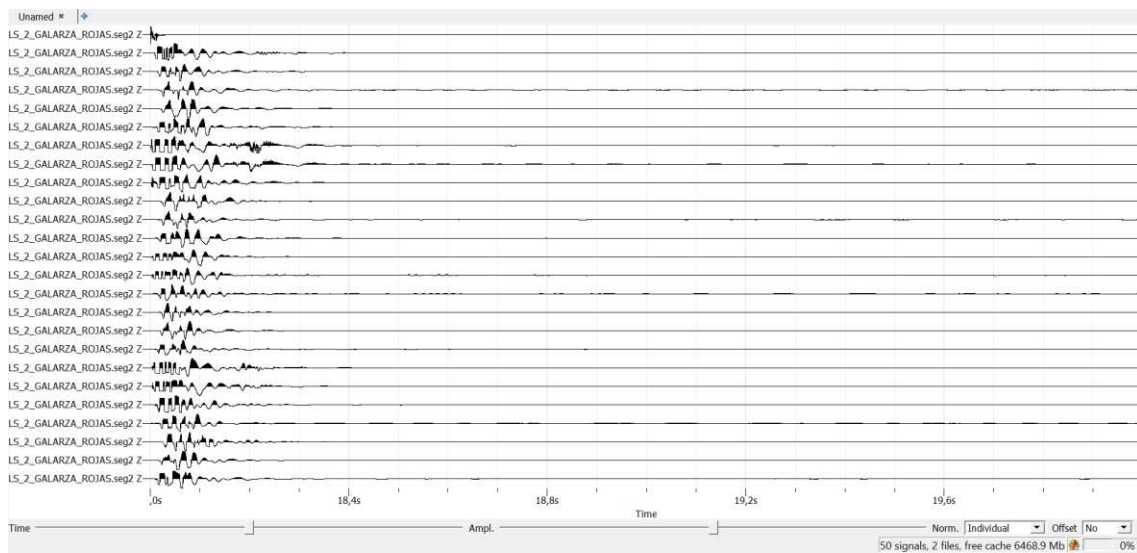
<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE		
<b>Ensayo:</b> Penetrómetro dinámico de cono				<b>Fecha:</b> Noviembre - 2020		
<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos						
<b>Ensayo cono dinámico (DCP) - CC2</b>						
<b>Excavación 1</b>						
<b>Humedad w (%) = 19.49</b>						
Número de golpes	Penetración acumulada (mm)	Penetración entre lecturas (mm)	Penetración por golpe (mm)	Factor del martillo	Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)
3	124	124	41.33	1	41.33	4.52
6	188	64	21.33	1	21.33	9.48
9	235	47	15.67	1	15.67	13.4
12	290	55	18.33	1	18.33	11.23
15	339	49	16.33	1	16.33	12.79
18	373	34	11.33	1	11.33	19.25
21	401	28	9.33	1	9.33	23.93
24	429	28	9.33	1	9.33	23.93
27	453	24	8	1	8	28.44
30	476	23	7.67	1	7.67	29.83
33	498	22	7.33	1	7.33	31.35
36	519	21	7	1	7	33.03
39	539	20	6.67	1	6.67	34.88
42	560	21	7	1	7	33.03
45	581	21	7	1	7	33.03
48	604	23	7.67	1	7.67	29.83
51	622	18	6	1	6	39.25
54	641	19	6.33	1	6.33	36.94
57	660	19	6.33	1	6.33	36.94
60	675	15	5	1	5	48.14
63	693	18	6	1	6	39.25
66	713	20	6.67	1	6.67	34.88
69	733	20	6.67	1	6.67	34.88
72	753	20	6.67	1	6.67	34.88
75	772	19	6.33	1	6.33	36.94
78	792	20	6.67	1	6.67	34.88
						28.81
<b>Excavación 2</b>						
<b>Humedad w (%) = 21.08</b>						
Número de golpes	Penetración acumulada (mm)	Penetración entre lecturas (mm)	Penetración por golpe (mm)	Factor del martillo	Índice DCP (mm/golpe)	CBR (%)
3	206	206	68.67	1	68.67	2.56
6	301	95	31.67	1	31.67	6.09
9	353	52	17.33	1	17.33	11.96
12	393	40	13.33	1	13.33	16.05
15	424	31	10.33	1	10.33	21.35
18	453	29	9.67	1	9.67	23.01
21	484	31	10.33	1	10.33	21.35
24	506	22	7.33	1	7.33	31.35
27	535	29	9.67	1	9.67	23.01
30	564	29	9.67	1	9.67	23.01
33	592	28	9.33	1	9.33	23.93
36	617	25	8.33	1	8.33	27.17
39	640	23	7.67	1	7.67	29.83
42	663	23	7.67	1	7.67	29.83
45	684	21	7	1	7	33.03
48	706	22	7.33	1	7.33	31.35
51	730	24	8	1	8	28.44
54	752	22	7.33	1	7.33	31.35
57	774	22	7.33	1	7.33	31.35
60	795	21	7	1	7	33.03
						23.95

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas				<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE		
<b>Ensayo:</b> Penetrómetro dinámico de cono				<b>Fecha:</b> Noviembre - 2020		
<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos						
<b>Ensayo cono dinámico (DCP) - CC3</b>						
<b>Excavación 1</b>						
<b>Humedad w (%) = 26.30</b>						
<b>Número de golpes</b>	<b>Penetración acumulada (mm)</b>	<b>Penetración entre lecturas (mm)</b>	<b>Penetración por golpe (mm)</b>	<b>Factor del martillo</b>	<b>Índice DCP (mm/golpe)</b>	<b>CBR (%)</b>
3	32	32	10.67	1	10.67	20.61
6	65	33	11	1	11	19.91
9	136	71	23.67	1	23.67	8.44
12	241	105	35	1	35	5.45
15	331	90	30	1	30	6.47
18	400	69	23	1	23	8.71
21	477	77	25.67	1	25.67	7.71
24	588	111	37	1	37	5.12
27	694	106	35.33	1	35.33	5.39
30	788	94	31.33	1	31.33	6.16
33	864	76	25.33	1	25.33	7.82
						9.25
<b>Excavación 2</b>						
<b>Humedad w (%) = 20.59</b>						
<b>Número de golpes</b>	<b>Penetración acumulada (mm)</b>	<b>Penetración entre lecturas (mm)</b>	<b>Penetración por golpe (mm)</b>	<b>Factor del martillo</b>	<b>Índice DCP (mm/golpe)</b>	<b>CBR (%)</b>
3	53	53	17.67	1	17.67	11.71
6	147	94	31.33	1	31.33	6.16
9	256	109	36.33	1	36.33	5.22
12	341	85	28.33	1	28.33	6.9
15	397	56	18.67	1	18.67	11.01
18	436	39	13	1	13	16.51
21	478	42	14	1	14	15.2
24	517	39	13	1	13	16.51
27	553	36	12	1	12	18.06
30	587	34	11.33	1	11.33	19.25
33	633	46	15.33	1	15.33	13.72
36	694	61	20.33	1	20.33	10
39	758	64	21.33	1	21.33	9.48
42	823	65	21.67	1	21.67	9.32
45	882	59	19.67	1	19.67	10.38
						11.96

**ANEXO 10:** Registro de grabación  
de líneas con lectura de la señal en  
GEOPSY



Registro de grabación con lectura de la señal en GEOPSY – Línea 1



Registro de grabación con lectura de la señal en GEOPSY – Línea 2



**ANEXO 11:** Calculo en Excel de la  
capacidad de carga de los suelos -  
método geofísico

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas		<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE																	
<b>Descripción:</b> Capacidad de carga		<b>Fecha:</b> Abril - 2021																	
<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos																			
<b>Capacidad de carga - Línea sísmica 1</b>																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Profundidad (m)</th> <th>Vp (m/s)</th> <th>Vs (m/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Línea sísmica 1</td> <td>1</td> <td>415</td> <td>253.5</td> </tr> <tr> <td>Línea sísmica 1</td> <td>7.8</td> <td>441</td> <td>270.00</td> </tr> <tr> <td>Línea sísmica 1</td> <td>30</td> <td>454</td> <td>277.60</td> </tr> </tbody> </table>				Descripción	Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Línea sísmica 1	1	415	253.5	Línea sísmica 1	7.8	441	270.00	Línea sísmica 1	30	454	277.60
Descripción	Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)																
Línea sísmica 1	1	415	253.5																
Línea sísmica 1	7.8	441	270.00																
Línea sísmica 1	30	454	277.60																
<b>Zapatas Cuadradas</b>																			
$\beta$	B (m)	qadm (kN/m <sup>2</sup> )																	
		Prof. 1m	Prof. 7.80m	Prof. 30m															
1	0.75	106.66	113.95	117.34															
1	1	106.66	113.95	117.34															
0.97	1.5	102.93	109.97	113.23															
0.91	2	97.06	103.70	106.78															
0.86	2.5	91.19	97.43	100.33															
0.8	3	85.33	91.16	93.87															
qadm (kg/cm <sup>2</sup> )		9.83	10.50	10.81															
<b>Capacidad de carga - Línea sísmica 2</b>																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Profundidad (m)</th> <th>Vp (m/s)</th> <th>Vs (m/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Línea sísmica 2</td> <td>1</td> <td>303.80</td> <td>186.00</td> </tr> <tr> <td>Línea sísmica 2</td> <td>6.1</td> <td>317</td> <td>193.90</td> </tr> <tr> <td>Línea sísmica 2</td> <td>30</td> <td>326</td> <td>199.00</td> </tr> </tbody> </table>				Descripción	Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Línea sísmica 2	1	303.80	186.00	Línea sísmica 2	6.1	317	193.90	Línea sísmica 2	30	326	199.00
Descripción	Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)																
Línea sísmica 2	1	303.80	186.00																
Línea sísmica 2	6.1	317	193.90																
Línea sísmica 2	30	326	199.00																
<b>Zapatas Cuadradas</b>																			
$\beta$	B (m)	qadm (kN/m <sup>2</sup> )																	
		Prof. 1m	Prof. 6.10m	Prof. 30m															
1	0.75	77.23	80.63	82.84															
1	1	77.23	80.63	82.84															
0.97	1.5	74.52	77.81	79.94															
0.91	2	70.28	73.38	75.39															
0.86	2.5	66.03	68.94	70.83															
0.8	3	61.78	64.51	66.27															
qadm (kg/cm <sup>2</sup> )		7.12	7.43	7.64															

<b>Elaborado por:</b> Daniela Galarza - José Luis Rojas		<b>Lugar:</b> Lab. Suelos UCACUE																					
<b>Descripción:</b> Capacidad de carga		<b>Fecha:</b> Abril - 2021																					
<b>Procedencia:</b> Campus Miracielos																							
<b>Capacidad de carga - Línea sísmica 3</b>																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Profundidad (m)</th> <th>Vp (m/s)</th> <th>Vs (m/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Línea sísmica 3</td> <td>1.1</td> <td>299.80</td> <td>180.00</td> </tr> <tr> <td>Línea sísmica 3</td> <td>9.6</td> <td>310.90</td> <td>189.90</td> </tr> <tr> <td>Línea sísmica 3</td> <td>30</td> <td>320.80</td> <td>195.50</td> </tr> </tbody> </table>				Descripción	Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Línea sísmica 3	1.1	299.80	180.00	Línea sísmica 3	9.6	310.90	189.90	Línea sísmica 3	30	320.80	195.50				
Descripción	Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)																				
Línea sísmica 3	1.1	299.80	180.00																				
Línea sísmica 3	9.6	310.90	189.90																				
Línea sísmica 3	30	320.80	195.50																				
<b>Zapatas Cuadradas</b>																							
$\beta$	B (m)	$q_{adm}$ (kN/m <sup>2</sup> )																					
		Prof. 1.10 m	Prof. 9.60m	Prof. 30m																			
1	0.75	74.70	78.91	81.34																			
1	1	74.70	78.91	81.34																			
0.97	1.5	72.08	76.15	78.49																			
0.91	2	67.98	71.81	74.02																			
0.86	2.5	63.87	67.47	69.54																			
0.8	3	59.76	63.13	65.07																			
$q_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )		6.88	7.27	7.50																			
<b>Capacidad de carga - Línea sísmica 4</b>																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Profundidad (m)</th> <th>Vp (m/s)</th> <th>Vs (m/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Línea sísmica 4</td> <td>1</td> <td>346</td> <td>210</td> </tr> <tr> <td>Línea sísmica 4</td> <td>6</td> <td>360</td> <td>220.00</td> </tr> <tr> <td>Línea sísmica 4</td> <td>22.1</td> <td>368.1</td> <td>225.7</td> </tr> <tr> <td>Línea sísmica 4</td> <td>30</td> <td>380.5</td> <td>232.5</td> </tr> </tbody> </table>				Descripción	Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Línea sísmica 4	1	346	210	Línea sísmica 4	6	360	220.00	Línea sísmica 4	22.1	368.1	225.7	Línea sísmica 4	30	380.5	232.5
Descripción	Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)																				
Línea sísmica 4	1	346	210																				
Línea sísmica 4	6	360	220.00																				
Línea sísmica 4	22.1	368.1	225.7																				
Línea sísmica 4	30	380.5	232.5																				
<b>Zapatas Cuadradas</b>																							
$\beta$	B (m)	$q_{adm}$ (kN/m <sup>2</sup> )																					
		Prof. 1m	Prof. 6m	Prof. 22.10m	Prof. 30m																		
1	0.75	87.63	91.96	94.43	73.07																		
1	1	87.63	91.96	94.43	94.43																		
0.97	1.5	84.57	88.74	91.13	141.65																		
0.91	2	79.75	83.68	85.93	188.87																		
0.86	2.5	74.93	78.63	80.74	236.09																		
0.8	3	70.11	73.57	75.55	283.30																		
$q_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )		8.08	8.48	8.70	16.96																		



Nosotros, **Daniela Fernanda Galarza Armijos** y **José Luis Rojas Peralta** portadores de la cédula de ciudadanía N° **0106027329** y **1400767453**. En calidad de autores y titulares de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación “**Determinación de ondas longitudinales (Vp) y de corte (Vs) en estratos superficiales, correlación de resultados entre métodos directos e indirectos**” de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconocemos a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos, Así mismo; autorizamos a la Universidad para que realice la publicación de éste trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 25 de mayo de 2021

**Daniela Fernanda Galarza Armijos**

**CI: 0106027329**

**José Luis Rojas Peralta**

**CI: 1400767453**